

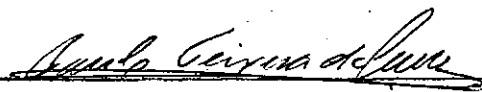
RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS COMPACTADOS:

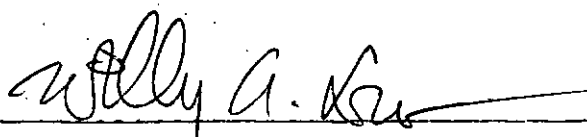
UMA PROPOSTA DE TIPIFICAÇÃO

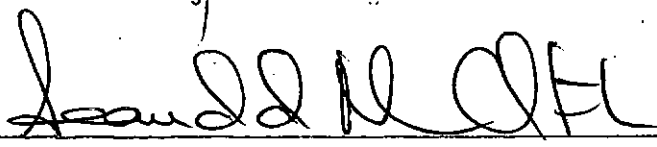
Ana Lúcia Gonçalves Maiolino

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE
PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE
JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO
DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc.) EM ENGENHARIA CIVIL

Aprovada por: /


Prof. Paulo Teixeira da Cruz
(Presidente)


Prof. Willy Alvarenga Lacerda


Prof. Leandro de Moura Costa Filho

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

MAIOLINO, ANA LÚCIA GONÇALVES

Resistência ao Cisalhamento de Solos Compactados:
Uma Proposta de Tipificação (Rio de Janeiro) 1985
X, 384 p. , 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc.,
Engenharia Civil, 1985)

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro,
COPPE.

I. COPPE/UFRJ	II. Título
(série).	

A Ricardo

A meus pais.

AGRADECIMENTOS

- ao Prof. Paulo Teixeira da Cruz pela segura orientação, sucessivas pontes-aéreas e inestimável auxílio na coleta das in formações;

- ao Prof. Willy Alvarenga Lacerda pela co-orientação deste trabalho e ajuda na resolução de questões internas na COPPE;

- ao Engº Leandro de Moura Costa Filho pela solicitude sempre demonstrada e inúmeras contribuições para o desenvolvimento deste trabalho;

- a todo o pessoal do LCEC da CESP, pela simpática e fundamental acolhida em Ilha Solteira, em especial ao Engº Laércio Brasil Monteiro pelas idéias e sugestões apresentadas;

- ao Engº Orlando Gomes dos Santos pelo fornecimento dos valiosos dados de Itaipu;

- ao Engº Manuel Martins pela inestimável ajuda na obtenção de diversas informações;

- à Geol. Cláudia de Mendes C. Raymundo pelas diversas in formações prestadas;

- ao Prof. Job Shuji Nogami pela atenção e auxílio na classificação dos solos utilizados neste trabalho;

- ao Engº Ricardo dos Reis F. de Queiroz, meu querido companheiro, pelo total e paciente apoio, trocas de idéias e auxílio efetivo na revisão do texto e desenhos;

- à Glória Maria Marcelo de Gões Telles não só pela excelente datilografia como por toda ajuda na montagem do trabalho;

- ao Gilma Fernandes pelo capricho na confecção dos desenhos e também aos desenhistas Edson L. Oliveira e Jerônimo B. da Silva pela ajuda final prestada;

- ao meu irmão Carlos Eduardo G. Maiolino pelas tardes de sol perdidas;

- ao LCEC - Laboratório Central de Engenharia Civil da CESP, à Sondotécnica Engenharia de Solos, à Enge-Rio Engenharia Consultoria e ao Consórcio Engevix-Themag pela cessão dos dados de ensaios de laboratório;

- à CESP - Centrais Elétricas de São Paulo e à ELN - Centrais Elétricas do Norte do Brasil pela permissão de utilização dos dados.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.).

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS COMPACTADOS:
UMA PROPOSTA DE TIPIFICAÇÃO

Ana Lúcia Gonçalves Maiolino

JUNHO, 1985

Orientador: Prof. Paulo Teixeira da Cruz

Programa: Engenharia Civil

Este trabalho versa sobre a resistência ao cisalhamento de solos compactados, sendo fundamentado em ensaios realizados para a pesquisa de materiais de empréstimo de diversas barragens brasileiras projetadas e/ou executadas.

São analisadas as curvas tensão-deformação, poro-pressão-deformação e trajetórias de tensões efetivas, chegando-se à identificação de alguns comportamentos típicos dos solos em função destas curvas. Esses comportamentos são então associados a fatores como tipo de solo, tipo de ensaio, nível de tensões confinantes e condição de moldagem das amostras.

A seguir são estudadas as envoltórias modificadas de resistência em termos de tensões efetivas, obtidas a partir da totalidade de ensaios \overline{UU} , \overline{CU} , \overline{CU}_{sat} , CD e CD_{sat} disponíveis para cada material. São definidas as formas das envoltórias e respectivos parâmetros de resistência ao cisalhamento, procedendo-se uma análise dos fatores que têm influência sobre a determinação destes valores.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS COMPACTADOS:
UMA PROPOSTA DE TIPIFICAÇÃO

Ana Lúcia Gonçalves Maiolino

JUNHO, 1985

Chairman: Prof. Paulo Teixeira da Cruz
Department: Engenharia Civil

This paper with shear resistance of compacted soils, based on test performed to research borrow areas from a number of designed and/or constructed Brazilian dams.

Stress-strain, pore-pressure deformation, and effective stress path curves are analysed and as a result some typical soil behaviors were identified as a function of the plots. These behaviors are then associated with such factors as type of soil, type of test, confining stress, and sample molding condition.

Modified stress envelopes, in terms of effective stress, obtained from UU, CU, CUsat, CD and CDsat tests available are the analysed for each material.

Envelope shapes and respective strength parameters are defined, and an analysis of the influencing factors on the determination of these values is then performed.

ÍNDICE

	Pág.
CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO	1
CAPÍTULO II - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	3
II.1 Introdução	3
II.2 Estrutura dos Solos Compactados	4
II.2.1 Definição do Termo Estrutura	4
II.2.2 Estrutura de Solos Granulares	4
II.2.3 Estrutura de Solos Argilosos	5
II.2.3.1 Generalidades	5
II.2.3.2 Fenômenos Físico-Químicos	6
II.2.3.3 Modelos Estruturais de So-	
los Argilosos Compactados	9
II.2.4 Influência da Umidade e Método de	
Compactação na Formação da Estru-	
tura e Resistência de um Solo	15
II.3 Resistência ao Cisalhamento de Solos Com-	
compactados	19
II.3.1 Pressões Efetivas e Intergranulares	19
II.3.2 Avaliação das Poro-Pressões Desen-	
volvidas	25
II.3.3 Parâmetros de Resistência ao Cisa-	
lhamento	27
II.3.4 Equações de Resistência	28

	Pág.
CAPÍTULO III - METODOLOGIA DE TRABALHO	37
III.1 Introdução	37
III.2 Ensaios Analisados	38
III.3 Solos Estudados	38
CAPÍTULO IV - GENERALIDADES SOBRE OS DADOS COLETADOS . .	41
IV.1 Laboratórios Executantes dos Ensaios . . .	41
IV.2 Procedimentos Gerais Utilizados na Execução dos Ensaios	42
IV.2.1 Ensaios de Caracterização e Compactação	42
IV.2.2 Ensaios Triaxiais	44
CAPÍTULO V - CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS ANALISADOS	50
V.1 Gênese dos Solos	50
V.2 Classificação e Identificação dos Solos . .	56
CAPÍTULO VI - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS DADOS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	77
VI.1 Introdução	77
VI.2 Curvas Tensão-Deformação, Poro-Pressão- Deformação e Trajetórias de Tensões	78
VI.2.1 Definição de Comportamentos Típicos .	78
VI.2.2 Interrelação entre Comportamentos Típicos e Solos e Ensaios Analisados	97
VI.2.3 Algumas Comparações entre Compacta- ção de Campo e Laboratório	163
VI.2.4 Sequências de Comportamentos Típicos	172
VI.3 Envoltórias de Resistências em Termos de Pressões Efetivas	179

VI.3.1 Configuração Geométrica das Envol-	
tórias de Resistência	179
VI.3.2 Parâmetros de Resistência ao	
Cisalhamento	236
VI.4 Alguns Fatores que Influenciam a Resistên-	
cia Final	254
VI.4.1 Influência do GC e Δh das Amostras .	255
VI.4.2 Influência da Saturação Prévia dos	
Corpos de Prova	272
VI.4.3 Influência do Adensamento Inicial	
do Corpo de Prova em Ensaios Não	
Saturados	276
CAPÍTULO VII - RESUMO E CONSIDERAÇÕES FINAIS	281
VII.1 Comportamentos Típicos	281
VII.2 Envoltoórias de Resistência	289
VII.3 Conclusões e Recomendações	293
BIBLIOGRAFIA.....	301
ANEXO 1 - CARACTERIZAÇÃO E COMPACTAÇÃO DAS AMOSTRAS UTI-	
LIZADAS NOS ENSAIOS TRIAXIAIS.	317
ANEXO 2 - ENSAIOS TRIAXIAIS ANALISADOS	326
ANEXO 3 - COMPORTAMENTOS TÍPICOS	336
APÊNDICE 1 - COMPOSIÇÃO MINERALÓGICA DAS ARGILAS E CON -	
CEITO DE SUBSTITUIÇÃO ISOMÓRFICA	370
APÊNDICE 2 - DEDUÇÃO DA EQUAÇÃO DE PRESSÕES INTERGRANU -	
LARES	375
APÊNDICE 3 - IMPRECISÕES NA AVALIAÇÃO DAS PORO-PRESSÕES	
E SUAS INFLUÊNCIAS NOS VALORES DE $\Delta q'$	380

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

A vasta experiência brasileira na construção de barragens com maciços terrosos nos últimos vinte e cinco anos, proporcionou a geração de um grande número de informações a respeito dos solos pesquisados para áreas de empréstimo.

Estes materiais são normalmente submetidos a extensas pesquisas de laboratório visando definir, entre outros aspectos, suas características de resistência ao cisalhamento. Com esta finalidade, as programações de ensaios têm, a partir da década de 70, obedecido a uma rotina específica constando da realização de ensaios triaxiais sobre corpos de prova moldados a cerca de 95 a 98% de grau de compactação e com desvios de umidade em torno de 10% acima ou abaixo da ótima.

O grande número de solos já estudados, aliado à sistematização das programações, deu ensejo a que se pensasse na reunião destes dados de resistência, que se encontravam dispersos pelos órgãos ligados ao projeto e execução das barragens.

Dentro desta linha, foram analisados resultados de cerca de 1.100 ensaios triaxiais efetuados sobre materiais pesquisados em 18 projetos. Os solos foram agrupados segundo a sua gênese, dando-se ênfase à identificação de tipos de comportamen

tos mais comuns em termos de mobilização de resistência, assim como a análise das envoltórias obtidas.

CAPÍTULO II

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

II.1 INTRODUÇÃO

Desde meados da década de 50 que o estudo de solos compactados começou a ser encarado como um assunto específico dentro da Mecânica dos Solos. Até então, a tendência era considerar o solo compactado como um material de mesmas características que o solo pré-adensado.

Com o desenvolvimento de pesquisas teóricas sobre o assunto e com o acúmulo de experiências em projetos de engenharia na área da construção de barragens de terra, foi possível formar uma visão mais clara sobre a estrutura e o comportamento desse material trabalhado pelo homem.

Entende-se por solo compactado, aquele solo parcialmente saturado, oriundo de um processo de compactação, em que o índice de vazios do material é diminuído mediante a aplicação de esforços de compressão, impacto ou vibração.

Dependendo do tipo de solo, teor de umidade, intensidade e forma de aplicação da energia de compactação haverá a formação de um determinado tipo de estrutura, sendo esta por sua vez um dos fatores de maior importância na determinação do comporta-

mento de um solo (MITCHELL (58), LAMBE (48) e (49)).

II.2 ESTRUTURA DOS SOLOS COMPACTADOS

II.2.1 Definição do Termo Estrutura

Ao longo deste trabalho o termo "estrutura do solo" será utilizado conforme as definições propostas por SEED et alii (66) e MITCHELL (58). Segundo estes autores, a estrutura de um solo é o resultado da interação dos fatores: arranjo de partículas ou grupo de partículas e poros na massa do solo, composição mineralógica, forças elétricas entre partículas e demais forças que atuam ao longo da história do solo.

II.2.2 Estrutura de Solos Granulares

Nos solos granulares a estrutura gerada é bastante simples, uma vez que seus componentes são basicamente grãos de areia de forma arredondada ou angulosa, cujo principal constituinte é o mineral quartzo.

Este mineral, de estrutura muito estável, caracteriza-se por sua alta dureza e pela ausência de ligações fracas entre ions dentro de sua estrutura (MITCHELL (59)). Outros minerais, como a mica e o feldspato, também podem ocorrer, contudo em muito menor escala.

Devido à forma e principalmente ao tamanho, as partículas arenosas são denominadas de "material inerte", ou seja: material onde predominam esforços de natureza física. Assim sendo, na formação de sua estrutura, predominam forças gravitacionais, gerando um arranjo em que as partículas se apóiam diretamente umas sobre as outras.

Na compactação de solos arenosos, o que ocorre é simplesmente uma densificação do material, sem que outros tipos de esforços sejam induzidos dentro da massa do solo.

II.2.3 Estrutura dos Solos Argilosos

II.2.3.1 Generalidades

Denomina-se por solo argiloso, aquele solo em que a porcentagem de argila é suficiente para reger o comportamento do solo como um todo, sendo contudo comum a ocorrência de partículas de maiores diâmetros. Segundo estudos de MARSAL e FUENTES (55) porcentagens de argila maiores ou iguais a 30% já influenciam de forma determinante nas propriedades dos materiais.

A fração argilosa composta basicamente por partículas de diâmetro inferior a duas micra (segundo Classificação unificada USCS) denomina-se componente ativo do solo; enquanto que a porção de siltes, areias e pedregulhos costuma-se chamar de componente inerte. A nomenclatura ativa e inerte se deve ao fato de a porção argilosa ser sede de fenômenos físico-químicos, ao passo que somente esforços físicos ou mecânicos atuam sobre a

fração granular.

Nesse caso, diferentemente dos solos granulares, diversos são os fatores determinantes na formação da estrutura final do solo, tendo-se que considerar na sua análise a interação de elementos como composição mineralógica, teor de umidade, forças internas entre partículas e esforços externos.

II.2.3.2 Fenômenos Físico-Químicos

A existência de fenômenos físico-químicos na superfície de uma argila pode ser em parte explicada por sua alta superfície específica.

HILLEL (42) apresenta alguns valores típicos da relação área da superfície por massa para diferentes materiais (ver Tabela II.1). Comparando-se por exemplo os valores entre uma areia com diâmetro nominal de 5×10^{-1} mm com o de uma argila caolinítica de $d_n = 2 \times 10^{-3}$ mm, verifica-se que o primeiro tem sua superfície específica da ordem de 2.000 vezes menor que a da argila. Não é difícil, portanto, concluir que enquanto nas areias as forças gravitacionais são de fundamental importância, nas argilas é possível que outros fenômenos, que não os físicos desta natureza, venham a ocorrer.

TABELA II.1

MATERIAL		DIÂMETRO NOMINAL d_n (mm)	SUPERFÍCIE ESPECÍFICA a_m (m ² /gr)
Areia		5×10^{-1}	$0,5 \times 10^{-2}$
Silte		5×10^{-2}	0,2
Argila	caolinita,	de 2×10^{-3}	10-20
	haloisita,	a	37-70
	ilita	1×10^{-4}	65-100
	montmorilonita		50-800

Para que se tenha uma compreensão global da origem dos fenômenos físico-químicos e conseqüentes esforços inter-partículas gerados, é necessário introduzir o conceito de polaridade das partículas argilosas. Esta, associada às suas altas superfícies específicas, geram as condições propícias ao desenvolvimento de tais fenômenos.

É sabido, por exemplo, que devido à ocorrência de substâncias isomórficas (ver Apêndice I) as superfícies das partículas argilosas apresentam-se sempre carregadas negativamente, enquanto que suas arestas podem ter carga positiva ou negativa, dependendo do meio em que estejam inseridas (SEED et alii (66)).

A fim de que seja mantida a neutralidade elétrica, cátions do meio exterior são atraídos e mantidos seguros às suas superfícies. Uma vez em presença de água, estes cátions fortemente

adsorvidos às partículas tendem a se difundir no meio aquoso e é essa tendência à dispersão associada à tendência oposta de alta atração eletrostática (cátions-superfície) que dá origem à formação da dupla camada difusa (MITCHELL (58)).

Essa dupla camada, que tem o aspecto indicado na Figura II.1 e que nada mais é do que a região formada pela superfície negativamente carregada e pela distribuição de cargas em sua adjacência, é a responsável pelas forças de repulsão existentes entre partículas argilosas.

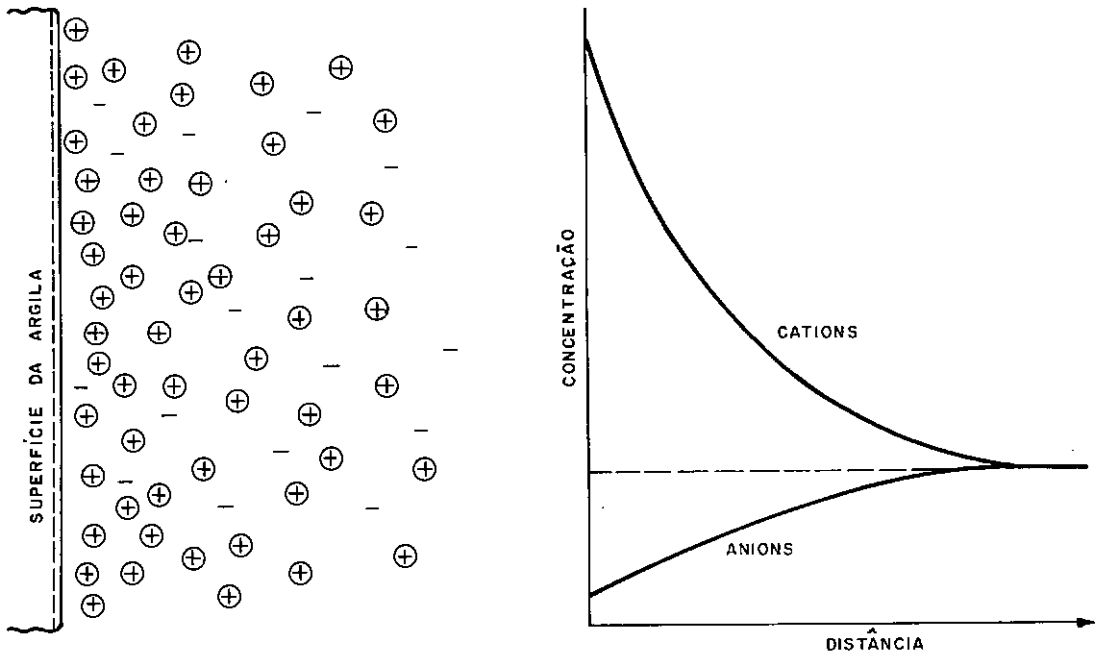


FIG. II. 1-DISTRIBUIÇÃO DE IONS ADJACENTES À SUPERFÍCIE DE UMA ARGILA DE ACORDO COM O CONCEITO DE "DUPLA CAMADA DIFUSA"

APUD MITCHELL, 1976 ⁽⁵⁸⁾

SEED et alii (66) comentam que quando camadas difusas adjacentes contendo cátions em excesso aos da água livre interagem, ocorre uma tendência de se desenvolverem forças de repulsão eletrostática entre as partículas.

LADD (47) em 1959 também se refere a forças de repulsão decorrentes da água adsorvida às superfícies das partículas argilosas, que formariam uma espécie de barreira impedindo sua aproximação.

Além das forças de repulsão, também esforços de atração podem ocorrer entre partículas argilosas. Dentre estas, as forças de atração eletromagnética resultantes de forças de van der Waals são aquelas consideradas de primordial importância. Outras fontes de forças atrativas são: atração entre partículas negativamente carregadas e arestas de carga positiva, cimentação química e ligações entre partículas resultantes de tensões capilares (SEED et alii (66)).

II.2.3.3 Modelos Estruturais de Solos Argilosos

Compactados

Como visto anteriormente, uma das fontes de forças de repulsão é a formação da dupla camada difusa. Contudo, para que estas possam se desenvolver, uma determinada quantidade de água é necessária. Caso o teor de umidade seja inferior ao requerido, as forças de repulsão não se desenvolvem o suficiente predominando, então, esforços de atração.

Em 1958, LAMBE (48) e (49) idealizou dois tipos de estruturas que representam as configurações limites de argilas compactadas. São estas as estruturas floculada e dispersa (vide Figura II.2).

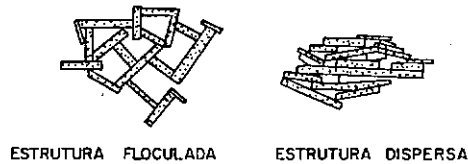


FIG. II. 2 - MODELO LAMBE PARA O ESQUELETO SÓLIDO DE UMA ARGILA (LAMBE , 1959)

APUD MARSAL , 1979 ⁽⁵²⁾

Na primeira destas a associação de partículas se dá em um contato face-aresta, estando as mesmas bastante inclinadas umas em relação às outras. Tal tipo de estrutura é característico de solos compactados abaixo da umidade ótima. As duplas camadas não estão totalmente desenvolvidas e predominam forças de atração entre as partículas.

Se a quantidade de água no solo for aumentada, permitindo que as duplas camadas se formem plenamente, os esforços predominantes passarão a ser os de repulsão. Neste caso as partículas tendem a se dispersar, orientando-se paralelamente entre si.

Uma outra forma de se obter essa estrutura dispersa é imprimindo-se grandes deformações cisalhantes à massa do solo. As partículas são forçadas a se alinhar paralelamente ao plano de ruptura, produzindo um alto grau de dispersão nestas zonas (SEED et alii (66)).

Segundo estes autores, a região limite de dois tipos de estruturas acima definidos está para a grande maioria dos solos argilosos em torno da umidade ótima, para níveis de energia com patíveis ao do Proctor Normal.

MARSAL (52) em 1979 introduziu os termos "estado aberto" e "ocluso" para designar as formas de ocorrência de ar e água, e suas interações com a fase sólida, em massas de solos argilosos compactados com teores de umidade abaixo e acima da umidade ótima.

No estado ocluso, característico de solos compactados no ramo úmido da curva de compactação, o ar se apresenta em forma de bolhas, envolvido pela fase líquida, não havendo portanto, continuidade da fase gasosa. A permeabilidade ao ar é praticamente nula nesse estado.

Já no estado aberto, relativo a solos compactados com umi dades abaixo da ótima, o gás se encontra praticamente totalmente interconectado e em contato com a pressão atmosférica. A água, em menor quantidade que no estado ocluso, se apresenta dis tribuída uniformemente por sobre as partículas argilosas forman do a película retrátil ("contractile skin") (DAVIES e RIDEAL (33)), sendo esta responsável pelo desenvolvimento de tensões ca pilares dentro da massa de solo.

MARSAL (52) definiu ainda um terceiro estado, denominado por "estado seco", que seria desenvolvido quando a quantidade de água existente no solo não fosse mais suficiente para enco-brir toda a fase sólida. Nesse ponto a concentração salina do

Líquido atingiria seu ponto de saturação, iniciando-se os processos de precipitação e cimentação.

Na realidade, este estado não é de grande interesse em solos compactados, uma vez que não se verificam na prática, situações em que o teor de água seja tão baixo. Segundo MARSAL, o estado seco ocorreria em solos com graus de saturação em torno ou abaixo de 30%.

Na verdade ao falarmos de solos argilosos compactados há que se levar em conta dois fatos a respeito de sua fração granular:

1º) apesar de os grãos do tamanho das areias terem influência na distribuição das partículas argilosas, é bastante provável que a estrutura da fração fina seja a responsável pelo comportamento mecânico do solo em sua totalidade. Assim sendo, o modelo proposto por LAMBE (48) e (49), para estruturas de argilas compactadas, ainda que muito simplificado no caso de solos argilosos, tem se mostrado um bom instrumento na interpretação qualitativa de resultados de ensaios com estes solos (MARSAL (52)).

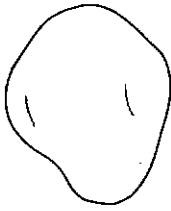
2º) É importante o conhecimento mais preciso do que se denomina por "material granular". Esta fração grossa do solo pode ser composta por diferentes tipos de grãos e/ou associações de partículas argilosas tendo cada um destes, diferentes influências no comportamento do solo como um todo.

MARSAL (53) em 1982 define quatro configurações possíveis da fração grossa de um solo (ver Figura II.3). As duas primeiras são representadas por grãos impermeáveis, sendo uma delas formada por grãos sólidos, enquanto que outra apresenta vazios internos porém não comunicados com o exterior. A terceira configuração é composta por grãos porosos e a última por associações de partículas argilosas denominadas por "grumos" (MONTENEGRO (59)).

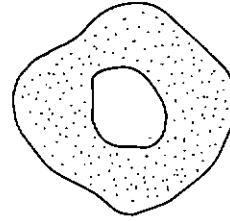
Esta diferenciação dos possíveis tipos de "grãos" é de grande importância, levando-se em conta que as interações destes "grãos" com o restante da massa de solo é função de seu tipo de estrutura.. MONTENEGRO (59) por exemplo, se reporta a um solo originário da decomposição de folhelhos e utilizado na construção da barragem de Chicoásen (México), cuja fração de areia, basicamente composta por grumos de diâmetro nominal superior ao da peneira nº 200, apresentava a propriedade de absorver água intersticial da fração fina; desenvolvendo, portanto, um comportamento completamente diverso do que seria observado em uma fração arenosa constituída por grãos de quartzo.

Outro item a ser abordado quanto à estrutura de solos argilosos compactados seria a estrutura dos chamados solos saprolíticos. Estes, localizados num perfil de intemperismo abaixo da camada superficial de solo pedologicamente desenvolvido, têm como característica uma alta heterogeneidade, apresentando em sua massa vestígios da rocha matriz através de nucleações mais resistentes e passíveis de destruição por manipulação ou ação mecânica.

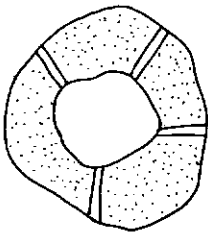
1 - GRÃOS SÓLIDOS E IMPERMEÁVEIS



2 - GRÃOS IMPERMEÁVEIS COM VAZIOS INTERNOS NÃO COMUNICADOS COM O EXTERIOR



3 - GRÃOS POROSOS



4 - GRUMOS (ASSOCIAÇÕES DE PARTÍCULAS ARGILOSAS)

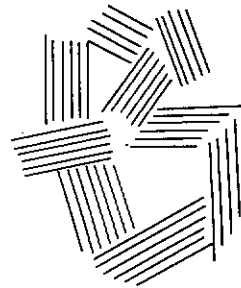


FIG. II.3-TIPOS DE GRÃOS CLASSIFICADOS COMO AREIA (MARSAL, 1982)

APUD MONTENEGRO, 1983⁽⁵⁹⁾

Essas nucleações apresentam-se em geral com umidades mais elevadas que a matriz que as envolve, definindo uma heterogeneidade destes solos também ao nível da distribuição de água pela sua massa.

MORI (61) em 1983 comenta que os solos saprolíticos quando escavados e compactados no campo, ainda mantêm grande parte desses torrões e blocos intactos, enquanto que na realização de ensaios de laboratório a destruição da estrutura original do solo é bastante intensa, induzindo-se uma atividade irreal da fração fina e provocando-se a liberação de água livre que anteriormente encontrava-se retida no interior dos torrões intactos.

O fato destes torrões serem mais preservados na compactação de campo, explica em parte o fato destes solos poderem ser compactados com elevadas umidades. Esta umidade a que se refere é a umidade média do solo que é um valor intermediário entre a umidade observada nos torrões e a na matriz mais fina. No campo, portanto, nem toda a água existente no solo se encontra liberada e absorvendo na mesma intensidade os esforços mecânicos aplicados.

Fica evidente portanto que a estrutura de solos saprolíticos compactados é ainda mais complexa do que aquela verificada em solos mais homogêneos, sendo imprescindível, neste caso, que os estudos sejam realizados com base na compactação real de campo. Como observado anteriormente, a simulação em laboratório das condições observadas em campo é muito precária nestes solos.

II.2.4 Influência da Umidade e Método de Compactação na Formação da Estrutura e Resistência de um Solo

Como visto no item anterior, a umidade de compactação é fator de grande importância na formação da estrutura de um solo, podendo este fato ser explicado também pela variação na capacidade de suporte do solo em função da umidade de compactação utilizada.

É sabido, por exemplo que solos moldados no ramo seco apresentam maior capacidade de suporte e, portanto, maior resistência à penetração que aqueles moldados com umidades mais al-

tas. Desta forma, as deformações e esforços cisalhantes ocorrentes na massa de solo são de menores magnitudes e a estrutura gerada tende à estrutura floculada.

Por outro lado, a estrutura de um solo compactado é não só influenciada pela umidade mas também pelo tipo de esforço aplicado no processo de compactação. Já em 1959, SEED e CHAN (64) e (65) realizavam estudos no sentido de comparar o efeito dos diferentes métodos de compactação de laboratório na estrutura do solo, tendo chegado às seguintes conclusões:

19) em amostras com umidades inferiores à umidade ótima, nenhum dos métodos de compactação de laboratório (estático, dinâmico, por pisoteamento ou vibratório) provoca altas deformações cisalhantes, observando-se neste caso uma estrutura do tipo floculada;

20) em amostras compactadas com umidades acima da ótima, pode-se dizer que a compactação por pisoteamento é aquela que provoca maiores deformações cisalhantes, e conseqüentemente, maior dispersão.

No outro extremo situa-se a compactação estática. Nesta, as deformações cisalhantes são de pequena magnitude obtendo-se uma estrutura bem menos dispersa que a anterior.

A compactação dinâmica provoca deformações cisalhantes intermediárias entre os outros dois processos acima citados e finalmente, a compactação por vibração, apesar de não induzir deformações cisalhantes na massa de solo, provoca uma reorientação de partículas gerando uma estrutura também com tendência à

dispersão.

Quanto às resistências desenvolvidas, LEE e HALEY (51) relembram que duas amostras preparadas com mesma umidade e densidade mas submetidas a processos diferentes de compactação apresentam resistências variáveis, ou seja: aquela que tende à estrutura floculada é consideravelmente mais resistente e rija que a outra com tendência à dispersão. Na Figura II.4 apresentam-se resultados dos ensaios \bar{U} realizados por LEE e HALEY em amostras da "Higgins Clay", compactadas em laboratório estaticamente e por pisoteamento e submetidas a confinantes de 4,2 a 17,5 kg/cm².

Tanto os estudos de SEED e CHAN (64) e (65) quanto os de LEE e HALEY (51) referem-se a aspectos da compactação de laboratório. Este parece ser um tema já bastante analisado ao passo que a respeito dos efeitos da compactação de campo ainda se carece de muitas informações.

Sabe-se, por exemplo, que a camada superior dos solos tropicais de origem residual apresentam-se normalmente com baixas umidades na jazida e que sua compactação no campo é, em geral, procedida com umidades abaixo da ótima. Desta forma, se os estudos de SEED e CHAN anteriormente abordados tiverem validade também para os métodos de compactação de campo, a estrutura gerada deverá tender ao tipo floculada.

No caso de solos saprolíticos, que normalmente são compactados acima da ótima, o desconhecimento a respeito da influência dos diferentes métodos de compactação é ainda maior, quer devido

ã sua maior complexidade estrutural, quer pela sua mais recente utilização.

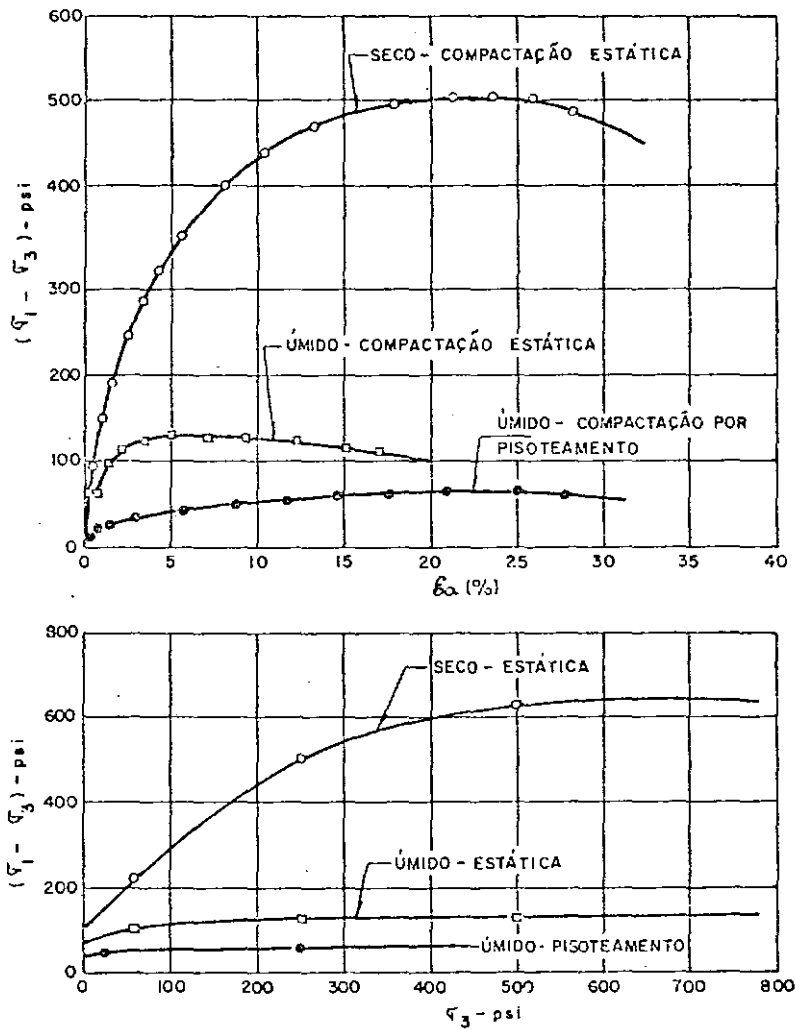


FIG. II. 4 - ENSAIOS UU EM AMOSTRAS COMPACTADAS DA HIGGINS CLAY
APUD LEE E HALEY, 1968⁽⁵¹⁾

CASAGRANDE e HIRSCHFELD (6) em 1960, utilizando amostras de uma argila do Texas, compararam curvas de compactação de campo realizada com rolos pês-de-carneiro de 34 kg/cm^2 (8 passadas e camadas de 20 cm) e rolos de pneus de 11 t/pneu (4 passadas e camadas de 40 cm) com curvas obtidas da compactação de laboratório por pisoteamento e compactação dinâmica. O estudo

mostrou que, para aqueles níveis de energia ocorre um bom ajuste, entre as curvas de campo e aquela obtida em laboratório por pisoteamento (vide Figura II.5), o mesmo não podendo ser afirmado para a compactação realizada pelo Proctor Normal.

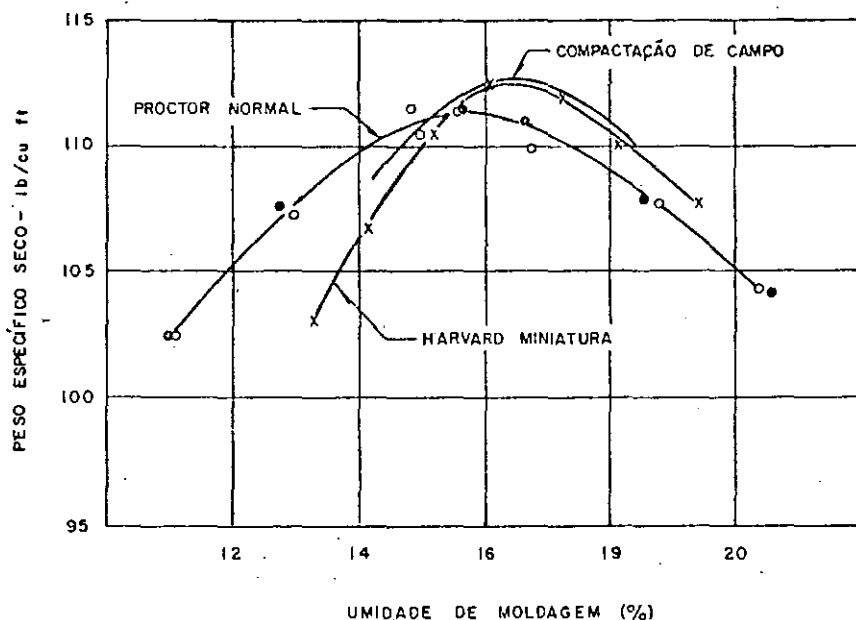


FIG. II.5 - COMPARAÇÃO ENTRE CURVAS DE COMPACTAÇÃO DE CAMPO E LABORATÓRIO

APUD CASAGRANDE E HIRSCHFELD, 1960⁽⁶⁾

Hoje em dia seria necessário realizar estudos no sentido de verificar como se adequam os diferentes métodos de compactação de laboratório à compactação de campo utilizando rolos "tamping"; ao mesmo tempo que incrementar a construção de pistas experimentais, principalmente em se tratando de solos saprolíticos, face à difícil simulação em laboratório dos efeitos obtidos no campo (ver item II.2.3.3).

II.3 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS COMPACTADOS

II.3.1 Pressões Efetivas e Intergranulares

Já em 1936 TERZAGHI (76) definia por pressão normal efetiva (σ'), num determinado ponto da massa de um solo saturado, a diferença entre a pressão total normal (σ) exercida nesse ponto e a pressão atuante na água intersticial denominada pressão neutra ou poro-pressão (u). Ou seja:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (II.1)$$

No caso de solos não saturados a existência de um sistema trifásico solo-ar-água faz com que outros fatores como a interação água-ar, solubilidade do ar e compressibilidade do esqueleto sólido devam ser levados em conta (SEED et al. (66)).

BISHOP em 1960 (3) apresenta uma expressão análoga à de TERZAGHI para solos não saturados:

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad (II.2)$$

Nessa expressão a poro-pressão existente nos vazios do solo se encontra subdividida em dois termos, u_a e u_w , que correspondem às poro-pressões no ar e na água, respectivamente.

O parâmetro χ , matematicamente igual a zero para solos secos e igual à unidade em solos saturados, é segundo os autores basicamente afetado pelo grau de saturação s , sendo também influenciado pelo ciclo de molhagem ou secagem do material, estru

tura do solo e mudanças em seu estado de tensões.

A Figura II.6 apresenta uma série de valores de χ obtida por BISHOP et alii (4) a partir de ensaios com os solos compactados originários da "Boulder clay" e de um folhelho.

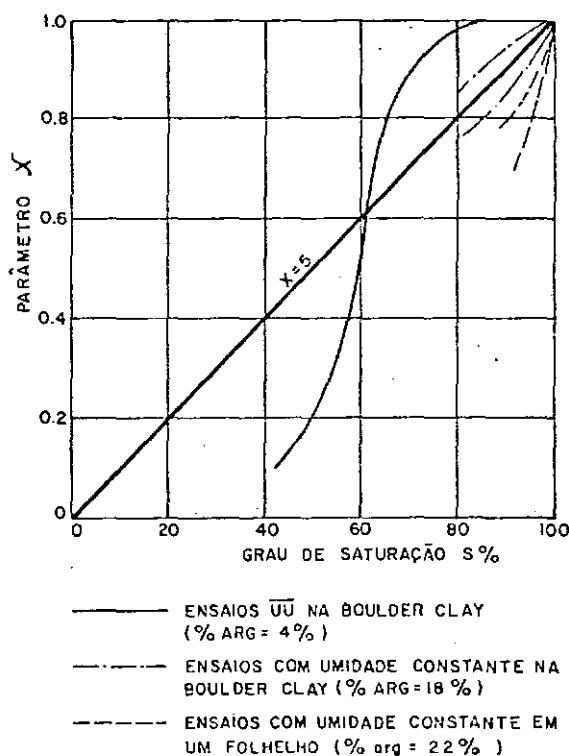


FIG. II.6 - RELAÇÃO ENTRE GRAU DE SATURAÇÃO E PARÂMETRO χ PARA TRÊS SOLOS COMPACTADOS.

apud, Bishop et alii, 1960⁽⁴⁾

Como visto no item anterior, os esforços desenvolvidos dentro de uma porção de solo podem se originar tanto de esforços mecânicos quanto de forças de natureza físico-químicas, sendo estas últimas resultantes da interação entre partículas argilosas.

Enquanto os esforços mecânicos encontram-se representados nas expressões (II.1) e (II.2) de BISHOP e TERZAGHI através da tensão total normal σ (força aplicada sobre área), as forças de natureza físico-químicas não foram incluídas nestas definições.

MITCHELL (58) em 1976, introduziu o conceito de pressões intergranulares (σ'_i), passando a analisar também estas forças e tendo obtido para solos saturados a seguinte expressão:

$$\sigma'_i = \sigma - u + A \quad (\text{II.3})$$

onde:

σ = tensão normal total aplicada

u = pressão hidrostática

A = resultante das forças de atração eletrostática e eletromagnética entre partículas argilosas.

Para solos não saturados a expressão obtida é:

$$\sigma'_i = \sigma + A - u_a - (u_w - u_a) \frac{a_w}{a} \quad (\text{II.4})$$

onde σ e A são os mesmos parâmetros definidos na equação (II.3), u_a e u_w , respectivamente, poro-pressões desenvolvidas no ar e na água e a_w e a , áreas de contato conforme explicitado nas deduções das equações (II.3) e (II.4) contidas no Apêndice 2.

Da comparação entre as expressões (II.2) e (II.4) para solos não saturados

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad (\text{II.2})$$

$$\sigma'_i = \sigma + A - u_a - \frac{a_w}{a} (u_w - u_a) \quad (\text{II.4})$$

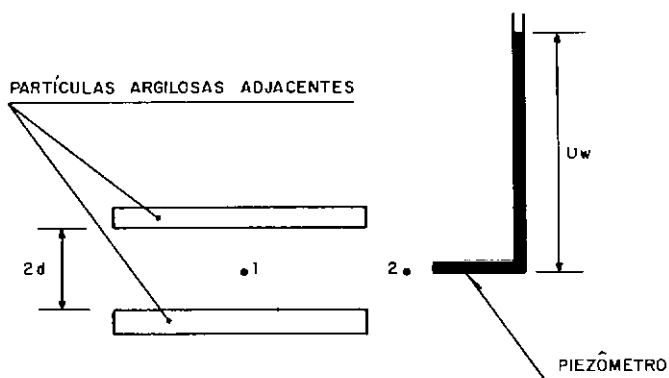
observa-se que σ' difere de σ'_i apenas do termo A, uma vez que $\chi = a_w/a$.

Assim sendo, para solos granulares, siltes ou mesmo argilas de baixa plasticidade a pressão efetiva pode ser confundida à pressão intergranular, uma vez que, nestes casos, as forças de atração entre partículas são desprezíveis (MARSAL (52)).

Para solos saturados, a comparação entre as expressões (II.1) e (II.3) de pressões efetivas e intergranulares, respectivamente, necessita de algumas considerações a respeito das medições de poro-pressão na água.

TERZAGHI ao definir a poro-pressão u considerava-a como a pressão desenvolvida na água intersticial e que teria seu valor medido por um dispositivo como o de RENDULIC ou similar (MARSAL (52)). Já MITCHELL (58) ao definir σ'_i referia-se à pressão hidrostática.

Ora, como se sabe a poro-pressão na água medida por piezometria ou por medidor de pressão em laboratório difere da pressão hidrostática ($\gamma_w h_w$) do termo relativo à pressão osmótica (ver esquema a seguir - Figura II.7).



$$u_1 - u_2 = \text{PRESSÃO OSMÓTICA} = R$$

$$R = R_g \cdot T (n_1 - n_2)$$

ONDE R_g = CONSTANTE DO GÁS

T = TEMPERATURA ABSOLUTA

n_1 = CONCENTRAÇÃO DE IONS EM 1

n_2 = CONCENTRAÇÃO DE IONS EM 2

FIG. II. 7 - PORO - PRESSÃO

APUD LAMBE , 1969⁽⁵⁰⁾

$u_2 \neq u_1$ devido à maior concentração de cátions no ponto 1. Essa diferença $\Delta u = u_1 - u_2$ é chamada de pressão osmótica e é numericamente igual à repulsão eletrostática entre partículas (LAMBE (50)).

Assim sendo, $u_1 = u_2 + R$ e portanto pode-se reescrever a expressão (II.3) da seguinte forma:

$$\sigma'_1 = \sigma - (u_2 + R) + A \quad (\text{II.3.A})$$

Como a expressão (II.1) de TERZAGHI já referia-se à própria poro-pressão medida, pode-se comparar a expressão (II.3.A) anterior à (II.1), obtendo-se:

$$\sigma'_i = \sigma' + (A - R) \quad (\text{II.5})$$

logo $\sigma'_i - \sigma' = A - R$, ou seja, em solos saturados a pressão intergranular difere da pressão efetiva pelo termo $(A-R)$ que exprime a resultante final das forças de natureza físico-químicas (resultante das forças de atração menos as de repulsão).

Portanto, da mesma forma que em solos parcialmente saturados, as pressões efetivas e intergranulares coincidem em solos granulares, siltosos ou argilosos de baixa plasticidade, onde os fenômenos físico-químicos são desprezíveis.

II.3.2 Avaliação das Poro-Pressões Desenvolvidas

No item anterior ao se comparar as expressões (II.1) e (II.3) de TERZAGHI e MITCHELL para solos saturados, abordou-se a existência da tensão osmótica caracterizando-a como a diferença existente entre a pressão hidrostática e a poro-pressão efetivamente medida através de dispositivos de campo ou de laboratório.

Em solos não saturados há que se considerar, contudo, que não apenas os fenômenos osmóticos, mas também os fenômenos capilares, têm grande influência no desenvolvimento das pressões intersticiais.

MARSAL (53) e (54) em 1979, analisa que no estado ocluso (ver item II.2.3.3), uma vez que o ar se apresenta na forma de

bolhas isoladas, não há a formação da película retrátil. Neste caso, característico de solos compactados com graus de saturação próximos a 100%, os fenômenos osmóticos são de grande relevância (elevado desenvolvimento de forças de repulsão entre partículas), não havendo, contudo, presença da tensão capilar. Desta forma, assim como no caso dos solos saturados, a poro-pressão medida difere da pressão hidrostática pela parcela relativa à tensão osmótica. Ainda segundo MARSAL (52), a poro-pressão medida em ensaios triaxiais não drenados inclui o efeito de compressão e dissolução do gás (ar) na água intersticial.

No estado aberto, onde o ar se encontra interconectado, os fenômenos de compressão e dissolução são desprezíveis, a película retrátil se encontra desenvolvida ocasionando a geração de tensões capilares e as tensões osmóticas também encontram-se presentes.

É interessante notar que o termo "sucção" muitas vezes confundido com "capilaridade" é na realidade o somatório dos fenômenos osmóticos, capilares e de adsorção entre partículas argilosas (ROMO et alii (62)). Estes últimos, no entanto, só alcançariam consideráveis magnitudes quando o solo se encontrasse no estado seco (MARSAL (52)), situando-se, portanto, fora da área de interesse do estudo de solos compactados.

Aparelhos como o isotenicôpio utilizado por ROMO et alii (62) são capazes de efetuar medições da sucção total atuante num solo, determinando inclusive o valor das diferentes parcelas relativas aos esforços capilares e osmóticos; ao passo que em ensaios triaxiais avalia-se (e assim mesmo até uma determinada

magnitude, devido aos problemas de cavitação) somente a tensão capilar.

II.3.3 Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento

Classicamente subdivide-se a resistência ao cisalhamento em duas componentes: a coesão, resultante dos fenômenos físico-químicos atuantes na fração argilosa do solo, e atrito, oriundo dos processos físicos.

Segundo SEED et alii (66), tais processos físicos são proporcionais à tensão normal aplicada e se desenvolvem basicamente entre as partículas granulares; ao passo que a parcela coesiva, resultante dos mecanismos físico-químicos de natureza inter-atômica ou inter-molecular, independe de quaisquer esforços aplicados.

Recentemente tem sido denominada por "coesão verdadeira" esta parcela da coesão que independe dos esforços aplicados, enquanto que a coesão resultante de tensões capilares e esforços mecânicos externos denomina-se "coesão aparente" (MITCHELL (58)). Esta última é caracterizada pelo fato de que, uma vez retiradas as condições de atuação desses esforços, sua influência na resistência deixa de existir. É o caso, por exemplo, de solos parcialmente saturados que, quando saturados, têm sua parcela de coesão diminuída por perda de tensão capilar.

É importante notar que a cimentação, considerada por MITCHELL (58) como componente da coesão verdadeira, é passível de destruição por processos de lixiviação ou por pequenos movimentos relativos entre as partículas e que estas ligações, uma vez destruídas, não se recompõem, pelo menos a curto prazo (CRUZ (31)). Essa característica da componente de cimentação a diferencia das demais constituintes da coesão verdadeira, uma vez que todas as demais ligações podem ser rapidamente restabelecidas.

II.3.4 Equações de Resistência

Na realidade a resistência ao cisalhamento dos solos é o somatório de diversos fatores, tais como: composição, índice de vazios, história de tensões, temperatura, pressão efetiva e outros, sendo, contudo, a avaliação em termos numéricos de vários desses fatores de difícil determinação. Na prática tenta-se simplificar a resistência ao cisalhamento em função dos parâmetros coesão e ângulo de atrito.

A determinação desses parâmetros de resistência (c e ϕ) é feita com base em ensaios de laboratório que tentam reproduzir as condições existentes no campo.

Na prática a equação mais utilizada é a que se baseia na Teoria de Mohr-Coulomb, qual seja:

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (\text{II.6})$$

onde:

c = intercepto de "coesão" do solo

ϕ = ângulo de atrito do solo

σ = tensão normal total atuante no plano de cisalhamento.

Explicitada desta forma a equação está definida em termos de tensões totais, ou seja, os parâmetros c e ϕ , bem como σ , têm incorporados aos seus valores o efeito da poro-pressão que porventura venha a se desenvolver.

Para solos saturados a expressão da resistência em termos de tensões efetivas pode ser escrita da seguinte forma:

$$\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi' \quad (\text{II.7})$$

Nesta, c' e ϕ' são chamados parâmetros de resistência ao cisalhamento em termos de tensões efetivas e σ' é a pressão efetiva, já definida anteriormente no item II.3.1, como a diferença entre tensão total normal e poro-pressão medida.

Em solos parcialmente saturados a expressão teórica mais usual é a proposta por BISHOP (4)

$$\tau = c' + \left[\sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \right] \operatorname{tg} \phi' \quad (\text{II.8})$$

onde:

σ = tensão total normal ao plano de cisalhamento;

c' = intercepto de coesão em termos de tensões efetivas;

ϕ' = ângulo de atrito em termos de tensões efetivas;

u_a = poro-pressão no ar, e

u_w = poro-pressão na água.

Conforme deduzido no item II.3.1, a pressão efetiva em solos parcialmente saturados é igual a $\left[\sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \right]$ e desta forma a equação (II.8) acima é análoga à equação (II.7) para solos saturados. A diferença entre as duas fica por conta da determinação da poro-pressão existente no solo.

Em resumo, temos:

$$\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi' \left\{ \begin{array}{l} \text{para solos saturados:} \\ \sigma' = \sigma - u \\ \text{para solos parcialmente saturados:} \\ \sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \end{array} \right.$$

MORGENSTERN (60) argumenta que a equação (II.8) proposta por BISHOP é de pouca validade na prática. Segundo o autor, o parâmetro χ quando determinado pela relação entre variação de volume e tensão efetiva difere daquele obtido pela relação resistência-tensão efetiva, fato este aliás, já reconhecido por BISHOP et alii (2) em 1960. Ainda segundo MORGENSTERN pesquisas realizadas indicaram que os valores de χ poderiam extrapolar os limites 0 e 1 teoricamente determinados.

Em 1978, FREDLUND et alii (40), propuseram uma nova equação em que a resistência seria definida pelas duas variáveis de tensões independentes $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$. Assim sendo, τ seria definido por:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \operatorname{tg} \phi' + (u_a - u_w) \operatorname{tg} \phi^b \quad (\text{II.9})$$

(FREDLUND et alii (40))

onde:

c' = intercepto de coesão em termos de tensões efetivas;

ϕ' = ângulo de atrito em termos de tensões efetivas;

ϕ^b = contribuição da sucção mátrica à resistência ao cisalhamento. É igual à inclinação da "envoltória" obtida de $(u_a - u_w) \times \tau$, quando $(\sigma - u_a)$ é mantida constante (ver Figura II.8).

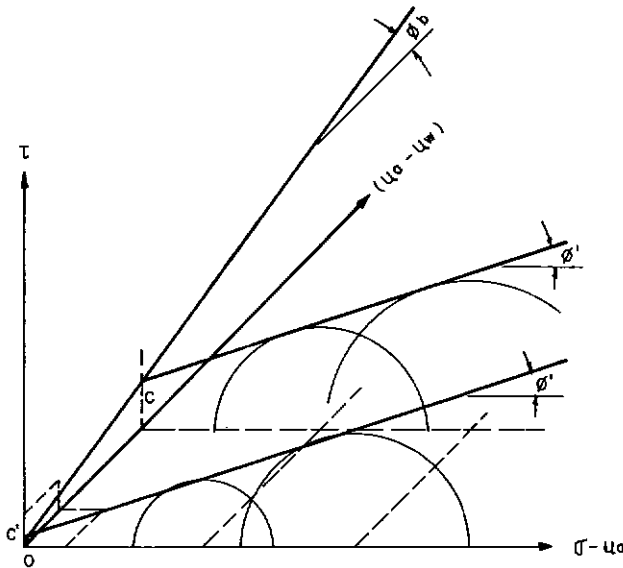


FIG. II.8 - SUPERFÍCIE DE RUPTURA TRI DIMENSIONAL USANDO AS VARIÁVEIS $(\sigma - u_a)$ E $(u_a - u_w)$
APUD HO E FREDLUND, 1982⁽⁴³⁾

Como pode ser visualizado na Figura II.9, a equação (II.9) é representada por um plano no espaço tridimensional.

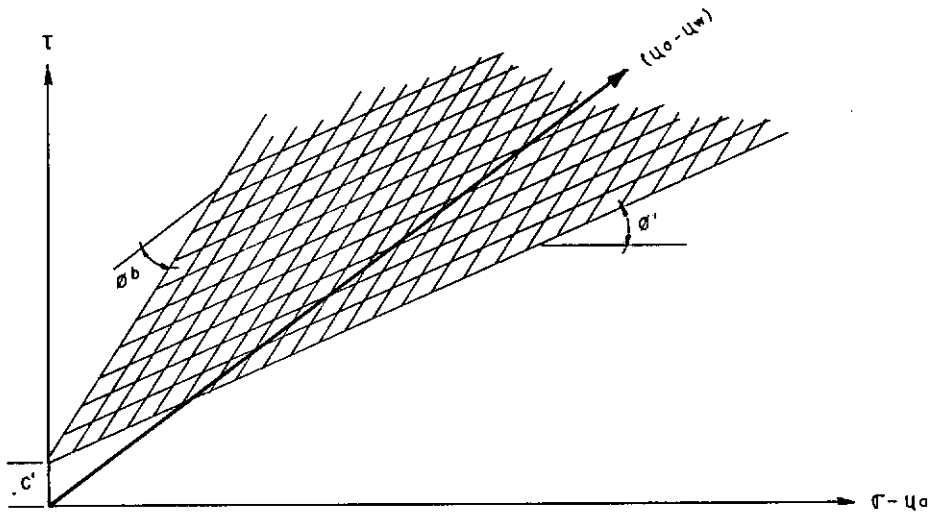


FIG. II.9 - REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DA EQUAÇÃO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO PARA SOLOS PARCIALMENTE SATURADOS
APUD HO E FREDLUND, 1982 (43)

Na prática da engenharia, tanto a expressão proposta por BISHOP em 1960 enquanto a de FREDLUND et al em 1978, mostram-se de difícil aplicação, seja pela inércia em se modificar procedimentos laboratoriais já consagrados, seja pela dificuldade de medição eficiente da poro-pressão no ar ou ainda pela elevação dos custos e tempo aplicados na execução de ensaios de laboratório.

Normalmente, o que se tem feito em termos de pesquisas laboratoriais, é a realização de ensaios convencionais tipo \overline{UU} e \overline{CU} (com medição de poro-pressão na água) e CD. Com base nas envoltórias de resistência obtidas dos ensaios determinam-se c' e ϕ' que são então aplicados na equação de Mohr-Coulomb, $\tau = c' + (\sigma - u) \operatorname{tg} \phi'$.

Um aspecto importante a ser ressaltado a respeito das equações de resistência ao cisalhamento analisadas é o fato de

que todas são representadas geometricamente por retas. Mesmo a expressão proposta por FREDLUND et al (40) pressupõe que os ângulos ϕ' e ϕ^b sejam constantes e independentes do nível de tensões aplicados. Ora, é sabido que envoltórias de resistência não são exatamente retas e que esse tipo de simplificação po de levar à definição de resistências totalmente irrealistas dependendo do nível de tensões de trabalho.

Em 1983, MELLIOS (56) apresentou resultados de ensaios de tração em diversos solos brasileiros que mostraram claramente a mudança de declividade da envoltória em função da magnitude da confinante aplicada. Na Figura II.10 são apresentados alguns resultados apresentados pelo autor. Como pode ser observado pa rece haver uma tendência de a baixas confinantes ($\sigma_3 < 1 \text{ kg/cm}^2$) as coesões serem menores do que aquelas obtidas pela extrapolação da envoltória definida para tensões médias (σ_3 entre 1 e 6 kg/cm^2 , aproximadamente). Por sua vez, os valores de ϕ' ($\sin \phi' = \text{tg } \alpha'$) seriam maiores no primeiro trecho da envoltória, sofrendo um abatimento para níveis médios de tensões.

Também LEE e HALEY (51) que ensaiaram uma caolinita com confinantes de até 70 kg/cm^2 encontraram variações na declividade das envoltórias de resistência. Na Figura II.11 reproduz-se o diagrama $p' \times q'$ apresentado pelos autores onde pode-se notar que para p' até 7 kg/cm^2 (100 psi) define-se o primeiro par de valores d' , α' , e consequentemente (c', ϕ') , enquanto que para $p' > 7 \text{ kg/cm}^2$ a envoltória sofre um abatimento, verificando-se um menor ϕ' e um maior c' .

SOLO COMPACTADO DE ITAUBA

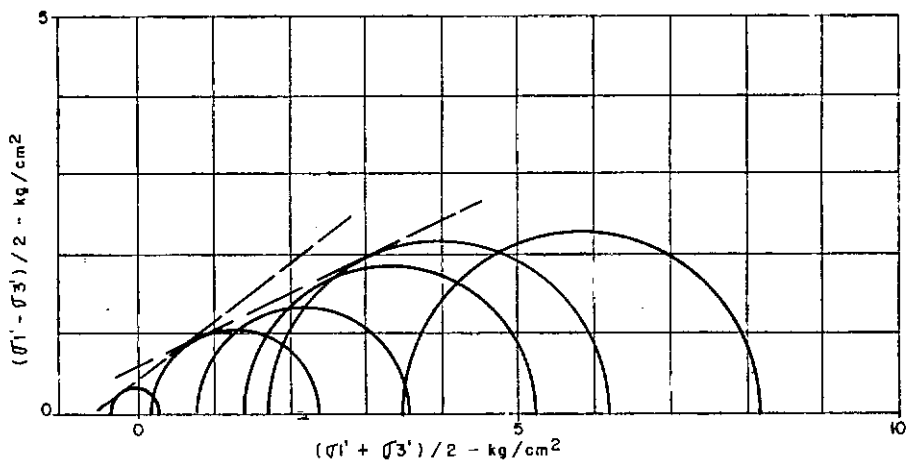
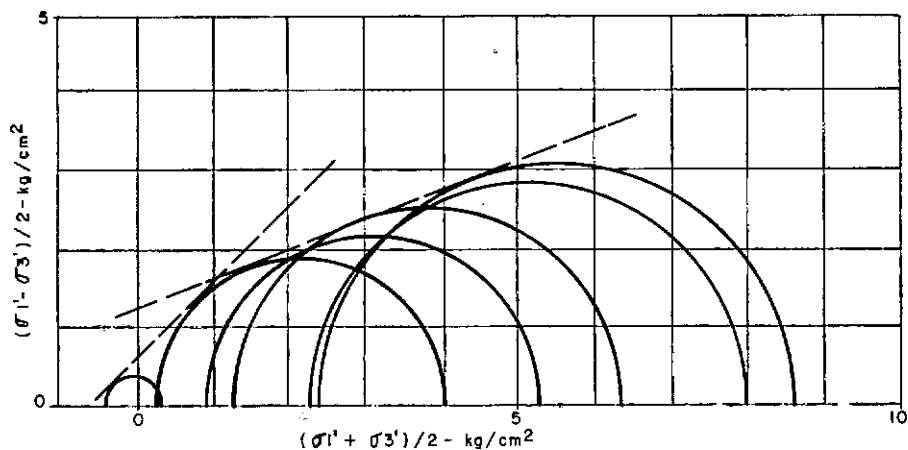
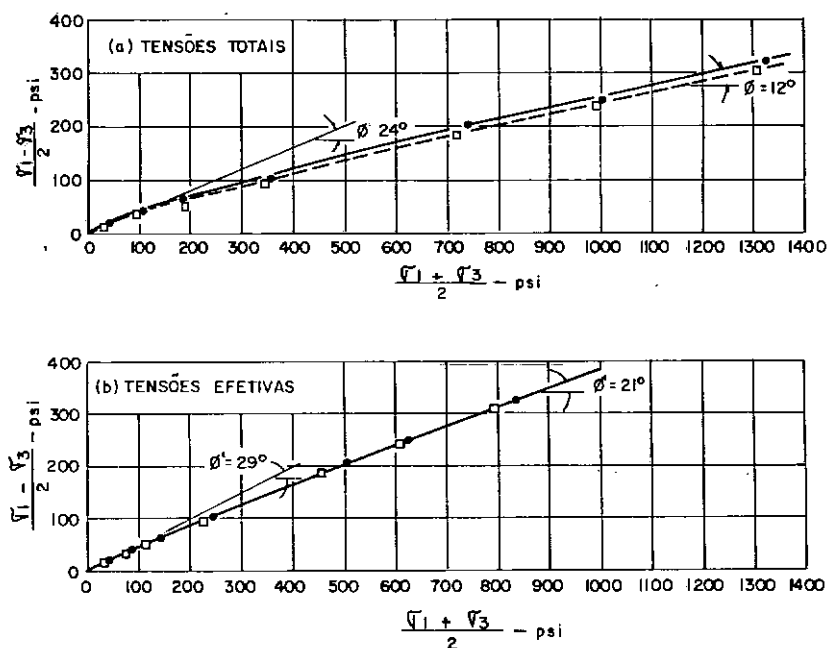


FIG. II.10 - DEFINIÇÃO DA ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA PARA
BAIXAS TENSÕES CONFINANTES COM BASE EM
ENSAIOS DE TRAÇÃO.

FIG. II.11 - DIAGRAMAS $p' - q'$ PARA TENSÕES TOTAIS E EFETIVASAPUD LEE E HALEY, 1968⁽⁵¹⁾

Conjugando as informações de MELLIOS (trabalhou a baixíssimas e médias tensões confinantes) com aquelas obtidas por LEE e HALEY (confinantes médias a altas), pode-se notar uma tendência nítida de encurvamento da envoltória de resistência.

CRUZ⁽³⁰⁾ em 1983 apresentou um modelo do que seria a envoltória de resistência de solos residuais e colúvios compactados com base em hipóteses teóricas (de MELLO⁽⁵⁷⁾, em parte confirmadas pelos ensaios de MELLIOS anteriormente mencionados). Nesse modelo a envoltória é subdividida em três trechos retos, sendo a cada um destes associados pares de valores (c', ϕ') (Figura II.12). Na definição desta envoltória o autor não chegou a trabalhar com altas tensões confinantes.

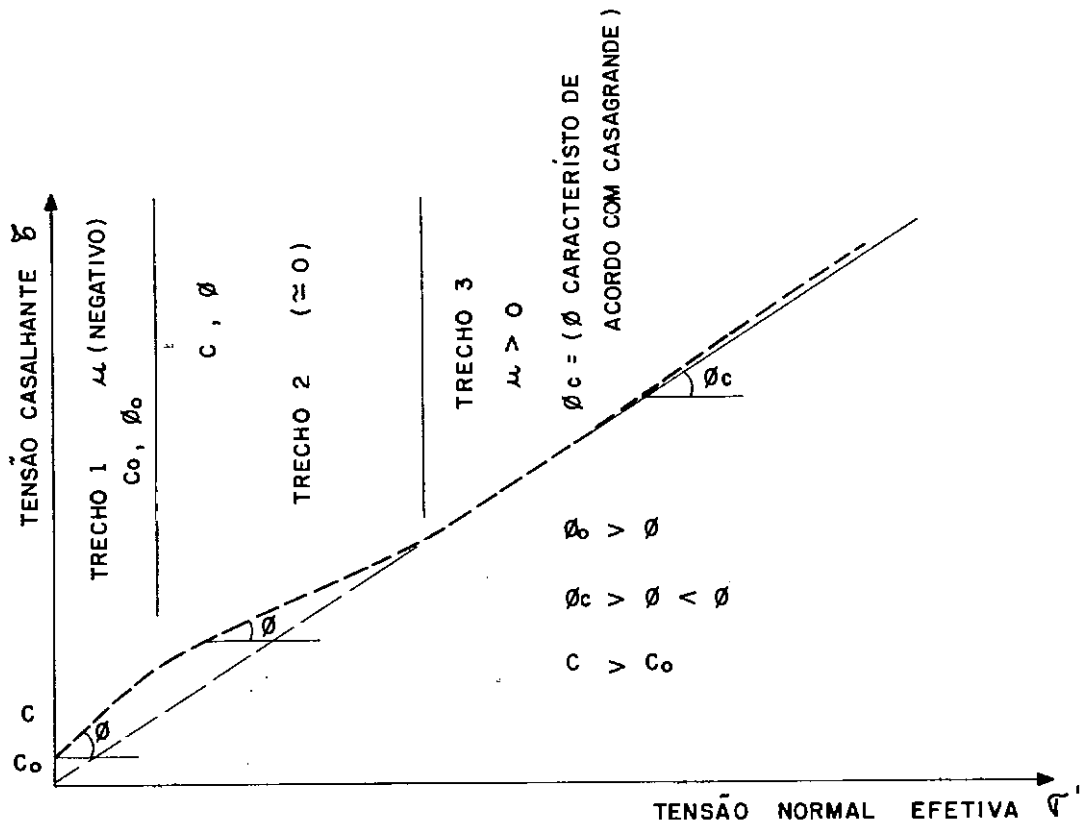


FIG. II. 12 - ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA DE SOLOS DE ORIGEM RESIDUAL (CRUZ , 1983)

APUD CRUZ , 1983 ⁽³⁰⁾

CAPÍTULO III

METODOLOGIA DE TRABALHO

III.1 INTRODUÇÃO

Conforme citado no Capítulo I, este trabalho foi elaborado com base em resultados de ensaios de laboratório rotineiros realizados sobre solos pesquisados como áreas de empréstimo de diversas barragens brasileiras já construídas, em construção ou em fase de projeto.

Para tanto, foram consultados relatórios internos de diversas empresas estatais e privadas que participaram diretamente dos respectivos projetos. Em alguns poucos casos, face à dificuldade de obtenção direta das informações, utilizaram-se dados publicados e disponíveis na bibliografia sobre o assunto. Nos capítulos seguintes são fornecidas indicações precisas sobre a origem dos dados analisados, inclusive com a finalidade de facilitar futuras pesquisas sobre o tema.

Do total de dados obtidos foi feita uma seleção preliminar visando utilizar aqueles que fossem efetivamente de maior interesse.

III.2 ENSAIOS ANALISADOS

Foram coletados resultados de ensaios de granulometria, limites de liquidez e plasticidade, densidade real dos grãos e compactação, visando classificar os diferentes materiais segundo estes parâmetros.

A seguir reuniram-se as informações dos ensaios triaxiais de laboratório, base dos estudos realizados neste trabalho.

III.3 SOLOS ESTUDADOS

Procurou-se abranger uma ampla faixa de tipos de solos, ocorrentes em diversas regiões do Brasil.

Foram pesquisados tanto os solos de origem sedimentar, resultantes da deposição de material transportado por longa distância, bem como aqueles de origem residual (resultantes da decomposição de rochas "in situ"). Nestes últimos estudaram-se solos pedologicamente desenvolvidos, comumente denominados por "solos residuais maduros", há décadas utilizados como material de empréstimo; assim como os solos saprolíticos que nos últimos anos vêm tendo sua utilização incrementada.

Quanto às rochas de origem do grupo residual, analisaram-se solos resultantes da decomposição de basaltos, migmatitos, xistos, filitos, metassedimentos, micaxistos, arenitos, siltitos argilitos e gnaisses.

Na Figura III.1 apresenta-se o mapa do Brasil com a localização geográfica dos diferentes projetos analisados.

Verifica-se por este mapa que dos 17 locais indicados, treze localizam-se na região Centro-Sul. Este fato, em parte conflitante com a intenção original de cobrir de forma representativa o território nacional, é fruto da maior disponibilidade de obtenção de dados, assim como da evidente maior concentração de obras naquela região.



	BARRAGEM	ESTADO	RIO	PROPRIETÁRIA		BARRAGEM	ESTADO	RIO	PROPRIETÁRIA
1	BAGUARI	MG	DOCE	CEMIG	10	PARAIB/PARAÍTINGA	SP	PARAIBUNA	CESP
2	CHAPÉU D'UVAS	MG	PARAIBUNA	CEMIG	11	PORTO PRIMAVERA	MS/SP	PARANÁ	CESP
3	EMBORCAÇÃO	MG	PARANAÍBA	CEMIG	12	ROSANA	SP/PR	PARANAPANEMA	CESP
4	BUCL. DA CUNHA	SP	PARDO	CESP	13	SANTA ISABEL	PA	ARA GUAIA	ELETRON.
5	ILHA GRANDE	PR	PARANÁ	ELETROSUL	14	TRÊS IRMÃOS	SP	TIETÊ	CESP
6	ITAIPÚ	PR	PARANÁ	ITAIPU BI-NACIONAL	15	TUCURUÍ	PA	TOCANTINS	ELETRON.
7	ITAPIRICA	PE/BA	S. FRANCISCO	CHESF	16	EIXOS JR-1, GD-2, B2	SP	JUQUIA	CESP
8	MANSO	MT	MANSO	ELETRON.	17	EIXOS S. JOSÉ E BARREIRO	SP	PARDO	CESP
9	NOVA AVANHAND.	SP	TIETÊ	CESP					

FIG. III.1 - LOCALIZAÇÃO GERAL DAS BARRAGENS

CAPÍTULO IV

GENERALIDADES SOBRE OS DADOS COLETADOS

IV.1 LABORATÓRIOS EXECUTANTES DOS ENSAIOS

Na Tabela IV.1 a seguir, encontram-se discriminados os diferentes laboratórios onde foram realizados os ensaios escolhidos para esse estudo.

TABELA IV.1

LABORATÓRIO	ORIGEM DAS AMOSTRAS
LCEC - Ilha Solteira (CESP) - SP	Três Irmãos, Porto Primavera, Itaparica, Euclides da Cunha, Rosana, Nova Avanhandava, Emborcação, Baguari, Tucuruí (áreas 4 e 5), Paraibuna/Paraitinga e Aproveitamentos nos rios Juquiã (eixos JR-1, GD-2 e B-2) e Pardo (eixos Barreiro e S. José)
ITAIPU - Itaipu Binacional - PR	Itaipu
Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) -SP	Paraibuna/Paraitinga, Tucuruí
Coppetec - Coppe - RJ	Tucuruí
Sondotécnica Eng. de Solos - RJ	Chapêu D'Uvas, Manso, Santa Isabel
Eletronorte - Laboratório de Solos de Tucuruí (PA)	Tucuruí

IV.2 PROCEDIMENTOS GERAIS ADOTADOS NA EXECUÇÃO DOS ENSAIOS

IV.2.1 Ensaios de Caracterização e Compactação

De maneira geral todos os laboratórios consultados seguem procedimentos semelhantes àqueles preconizados pela MB-32 para a realização de ensaios de granulometria, ou seja, as amostras são previamente secas, destorroadas, homogeneizadas e sobre este material processa-se o ensaio de granulometria.

No caso de análise granulométrica de solos saprolíticos, algumas projetistas já especificam a execução de "ensaios granulométricos especiais", visando não alterar substancialmente a granulometria original destes solos. Nestes ensaios tem-se procurado reduzir a quebra dos grãos na fase de homogeneização das amostras assim como evitar-se ou ao menos reduzir a intensidade de destorroamento. A lavagem do material é feita com jato fraco de água.

Quanto aos ensaios de limites de consistência, como já abordado por SANTOS (63), ocorre alguma variação nos procedimentos adotados por diferentes laboratórios. Pesquisas realizadas no Laboratório de Solos de Itaipu (SANTOS, (63)) e também por FREITAS JUNIOR (41) indicaram que tais variações podem levar a diferenças significativas principalmente nos valores de LP (vide Tabela IV.2).

TABELA IV.2 - VALORES DE LL E LP OBTIDOS PARA UMA DETERMINADA AMOSTRA DA ARGILA ARENOSA DE ITAIPU

	LABORATÓRIO DE ITAIPU				LABORATÓRIO EXTERNO			
	OPERADOR A		OPERADOR B		OPERADOR A		OPERADOR B	
	LL	LP	LL	LP	LL	LP	LL	LP
MÉDIA	40,0	16,5	39,3	16,4	39,1	21,3	41,1	21,0
DESVIO PADRÃO	±1,0	±0,7	±0,9	±0,5	±2	±0,6	±1,9	±0,3

Segundo SANTOS (63), 1983.

Enquanto que nos valores de LP as diferenças parecem ser devidas principalmente ao momento em que se dá por encerrada a fase de rolamento do corpo de prova, nos ensaios de LL tais diferenças referem-se a variações nos tempos de homogeneização das amostras (SANTOS, (63)).

Uma vez que as folhas de ensaios não contêm referências a estes procedimentos, seria fora do escopo deste trabalho procurar informações a este respeito, tendo-se portanto abstraído de pesquisar tais aspectos.

Sobre os ensaios de compactação pode-se afirmar que os laboratórios seguem de maneira geral a MB-33 proposta pela ABNT, embora algumas modificações venham se incorporando à rotina dos laboratórios.

Secamento prévio e reuso de material são procedimentos bastante questionáveis, principalmnete em se tratando de solos argilosos, face às alterações que provocam em sua estrutura. Tais procedimentos vêm sendo revistos e diversos laboratórios já utilizam apenas secamento parcial ao ar da amostra, executando o ensaio sem reuso de material.

Em solos argilosos tem se verificado variações significativas nos resultados dos ensaios realizados de uma ou outra forma e portanto, sempre que disponíveis, estas informações estarão indicadas ao longo do trabalho.

IV.2.2 Ensaio de Resistência ao Cisalhamento

As análises de resistência ao cisalhamento e desenvolvimento de poro-pressões realizadas basearam-se em resultados de ensaios triaxiais convencionais tipo \overline{UU} , \overline{CU} , \overline{CU}_{sat} (respectivamente \overline{Q} , \overline{R} , \overline{R}_{sat}) com medição de poro-pressões na água, bem como em ensaios CD e CD_{sat} (S e S_{sat}).

Ensaio adjetivados por "sat" são aqueles realizados sobre corpos de prova previamente saturados. Todos os laboratórios consultados informaram realizar a saturação dos corpos de prova pelo processo de aplicação de contra-pressão. Vários utilizam a técnica de percolação de água destilada e deaerada através do corpo de prova, antes da aplicação da contra-pressão.

As dimensões dos corpos de prova utilizados na execução destes ensaios foram os seguintes: diâmetro de 5,08 cm (2") com altura de 10,16 ou 12,70 cm (respectivamente 4 ou 5") e diâmetro de 3,56 cm (1,4") com altura de 8 ou 9 cm (3,2 e 3,5"). Apenas sobre amostras indeformadas dos solos saprolíticos de Nova Avanhandava e Euclides da Cunha realizaram-se ensaios com corpos de prova de maiores dimensões, no caso, diâmetro de 10,16 cm (4") e altura de 25,4 cm (10") e 20,32 cm (8"), respectivamente.

Quanto à compactação dos corpos de prova pode-se dividi-los em dois grupos: corpos de prova talhados a partir de amostras indeformadas de aterros experimentais ou do próprio maciço das barragens e corpos de prova moldados em laboratório e oriundos de amostras deformadas das jazidas. A compactação de laboratório realizada nestes últimos, pode ser executada por um dos seguintes processos: compactação estática, dinâmica ou por pisoteamento.

Percebe-se que há uma tendência de os laboratórios passarem a utilizar o método de compactação por pisoteamento. Como citado no Capítulo II, estudos realizados na década de 60 realmente indicaram melhor aproximação da curva de compactação obtida por esse método com as obtidas da compactação de campo realizadas com rolos pē-de-carneiro e de pneus. Hoje em dia, contudo, seria importante realizar novas pesquisas a fim de se verificar como respondem os métodos de compactação de laboratório à compactação de campo executada com rolos "tamping" de alta energia de compactação.

Seguindo procedimentos usualmente adotados pelas projetistas, os corpos de prova moldados em laboratório para execução de ensaios triaxiais são, em geral, compactados com graus de compactação variando de 95% a 100% e desvio de umidade em relação à ótima do Proctor Normal de $-0,10$ a $+0,10 \times h_{ot}$.

A seguir, a título de informação geral, são descritos os equipamentos para ensaios triaxiais disponíveis pelos laboratórios consultados, assim como algumas técnicas e procedimentos usualmente adotados na execução destes ensaios.

a) Equipamentos:

a.1) Laboratório de Ilha Solteira (LCEC-CESP): prensas marca Wykehan Farrance com capacidade de 10 toneladas; câmaras Wykehan Farrance de perspex blindado com capacidade de 15 kg/cm^2 ou metálicas com capacidade de 30 kg/cm^2 ; aplicação de pressão; medição de poro-pressão por células tipo Maihak.

a.2) Laboratório da COPPE (RJ): prensas Ronald Top (capacidade de 1 ton) e Wykehan Farrance (capacidade de 1 e 10 ton); câmaras Ronald Top com capacidade de 12 kg/cm^2 ; aplicação de pressão (σ_3 e contra-pressão) por sistema auto-compensador de mercúrio (Ronald Top e W. Farrance); medição de poro-pressão com "pressure-cell" (precisão de $530 \times 10^{-5} \text{ kg/cm/divisão}$ do Wishay, marcas Kiwda e Bell e Howell); aparelho de leitura Wishay com 10 canais; "load-cell" fabricação da COPPE com precisão de $30 \times 10^{-3} \text{ kg}$ para capacidade de 300 kg e $3 \times 10^{-3} \text{ kg}$ para 50 kg.

a.3) Laboratório da Sondotécnica S.A. (RJ): prensas Karol Warner 541 com capacidade de 1,5 ton; câmaras Karol Warner modelo 54 TC com capacidade de 7 kg/cm² e modelo 58 TC com capacidade de 28 kg/cm²; aplicação de pressão por sistema a ar comprimido (peças Karol Warner, montagem da própria firma); medição de poro-pressão direta com aparelho da Karol Warner modelo 50 PP (precisão de 0,035 kgf/cm²); anéis de carga fabricação Ronald Top com sensibilidade de 0,063 kgf para capacidade de 200 kg.

a.4) Laboratório de Itaipu (PR): prensas Wykehan Farrance com capacidade de 10 t, câmaras W. Farrance de lucite com capacidade de 15 kg/cm²; aplicação de σ_3 e contra-pressão por sistema auto-compensador de mercúrio marca W. Farrance, medição de poro-pressão com célula elétrica de pressão Maihak e medição de σ_1 por anéis de carga da W. Farrance.

a.5) Laboratório do IPT (SP): prensas Geonor e Equipgeo com capacidade de 2 t, câmaras Geonor e Equipgeo de lucite com capacidade de 4 kg/cm² e câmaras metálicas com capacidade de até 20 kg/cm²; aplicação de pressão por sistema a ar comprimido fabricação do próprio IPT; medição de poro-pressão por células tipo Maihak e tubo U da Geonor; medições de σ_1 com anéis de carga.

a.6) Laboratório de Tucuruí (PA): prensas Geonor com capacidade de 2 t; câmara Geonor com capacidade de 10 kg/cm²; aplicação de pressão por sistema Geonor; medição de poro-pressão - tubo em U; medição de σ_1 - anéis de carga.

b) Alguns procedimentos normalmente adotados para execução dos ensaios triaxiais:

b.1) Saturação dos corpos de prova nos ensaios $\overline{C}U_{sat}$

Todos os laboratórios utilizam a técnica de saturação por contra-pressão, podendo ser precedida ou não por percolação com água deaerada.

O nível de contra-pressão varia normalmente de 4 a 10 kg/cm². Os laboratórios da COPPE, Sondotécnica, IPT e Itaipu, utilizam em geral contra-pressão da ordem de 4 a 5 kg/cm². Tucuruí e LCEC chegam a 8 a 10 kg/cm².

Incrementos usuais na aplicação da contra-pressão:

COPPE, Itaipu e Tucuruí: 0,5 kg/cm²

IPT : para $\sigma_3' < 1$ kg/cm² incrementos de 0,25 kg/cm², e

para $\sigma_3' \geq 1$ kg/cm² de 0,50 kg/cm²

Sondotécnica: 0,05 kg/cm²

Local de aplicação da contra-pressão:

topo: Itaipu

topo ou base: Sondotécnica e IPT

base: COPPE

sendo a leitura feita sempre no outro extremo.

b.2) Em solos não saturados submetidos a ensaios \overline{UU} e \overline{CU} são utilizadas pedras porosas de alta pressão de borbulhamento, à exceção do IPT que só as utiliza nos ensaios \overline{UU} . A não utilização desta pedra porosa nos ensaios \overline{CU} se deve à necessidade, segundo o laboratório, de drenar o ar na fase de consolidação do corpo de prova.

b.3) A velocidade de carregamento dos ensaios \overline{UU} , \overline{CU} e \overline{CU}_{sat} é em geral adotada de forma a que a tensão desviatória máxima seja alcançada no mínimo em duas horas.

Alguns exemplos: no laboratório de Itaipu a velocidade destes ensaios é de 0,03 mm/min e em Tucuruí de 0,07 mm/min. Em ensaios CD, estes mesmos laboratórios utilizam 0,0008 mm/min e 0,0025 mm/min, respectivamente.

CAPÍTULO V

CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS ANALISADOS

V.I GÊNESE DOS SOLOS

Quanto à gênese, os solos estudados foram subdivididos em três grupos:

GRUPO 1 - solos coluvionares de origem residual

GRUPO 2 - solos saprolíticos

GRUPO 3 - solos transportados

Os dois primeiros grupos referem-se a solos originários da decomposição de rochas ígneas, metamórficas ou sedimentares, enquanto que o terceiro é formado pelos solos resultantes da deposição de sedimentos transportados por ação eólica ou fluvial.

GRUPO 1 - Solos Coluvionares de Origem Residual

São solos pedologicamente desenvolvidos (horizontes A e B) em que a estrutura original da rocha matriz foi totalmente destruída, gerando um meio praticamente homogêneo e isotrópico.

Em regiões tropicais, face ao regime de chuvas intermitentes e ao tipo de topografia, verifica-se uma tendência ao coluvionamento dos solos evoluídos. Obviamente esta movimentação é função dos dois fatores citados, podendo desenvolver-se em dife-

rentes intensidades.

Somado ao processo de coluvionamento, verifica-se nestas regiões, também com grande frequência, a ocorrência do fenômeno de laterização. Quando intenso, o processo gera solos de estrutura porosa, de baixas densidades "in situ", enquanto que, quando atuando de forma menos intensa, os solos permanecem mais densos. A intensidade deste processo depende basicamente dos seguintes fatores: regime de chuvas, drenagem e rocha de origem. Por exemplo, os solos originários de basalto são potencialmente solos lateríticos devido à alta porcentagem de óxido de ferro existente nestas rochas, contudo, dependendo dos outros dois fatores, o processo pode ocorrer em menor ou maior grau.

Neste trabalho subdividiram-se os solos coluvionares de origem residual em três sub-grupos: 1.1 - colúvios lateríticos argilosos; 1.2 - colúvios lateríticos arenosos e 1.3 - colúvios pouco laterizados.

É importante ressaltar que em nenhum momento, a autora deste trabalho teve a intenção de estabelecer uma nova nomenclatura a ser utilizada na classificação dos solos, tendo-se apenas tentado compatibilizar a nomenclatura proposta pela comissão responsável por este item no Tropical's 85 - ABMS realizado em fevereiro deste ano, com aquela tradicionalmente adotada.

Na organização daquele simpósio foi proposto denominar por "solos lateríticos" todos os solos tropicais comumente classificados como solos residuais maduros ou colúvios-residuais. Preferiu-se, naquela ocasião, a denominação "residual" por considerar-se que não existiriam solos intrinsecamente residuais, ou seja: solos que não tivessem sofrido qualquer movimentação.

A autora deste trabalho considera que neste fato, apesar de sua veracidade, deveria ser levada em conta a intensidade deste processo. Uma vez que na elaboração deste trabalho tornou-se inviável definir o grau de coluvionamento dos solos desenvolvidos, optou-se por designá-los genericamente por "colúvio". A este fato, soma-se a impressão de que no que se refere à resistência ao cisalhamento após a compactação, as diferenças de comportamento entre os solos residuais e coluvionares não devam ser significativas.

O termo "laterítico" foi acrescido à denominação "colúvio" por considerar-se o indicador de um importante fenômeno desenvolvido nas regiões tropicais.

GRUPO 2 - Solos Saprolíticos

Também denominados por "solos residuais jovens", são aqueles que se situam no horizonte inferior ao dos solos coluvionares. São de fato tipicamente residuais, sendo afetados em menor escala pelos intemperismos físico e químico.

Por inspeção visual podem ser observados resquícios da estrutura da rocha matriz através da ocorrência de planos de descontinuidade e/ou nucleações mais resistentes. Têm, portanto, grande tendência à heterogeneidade e anisotropia.

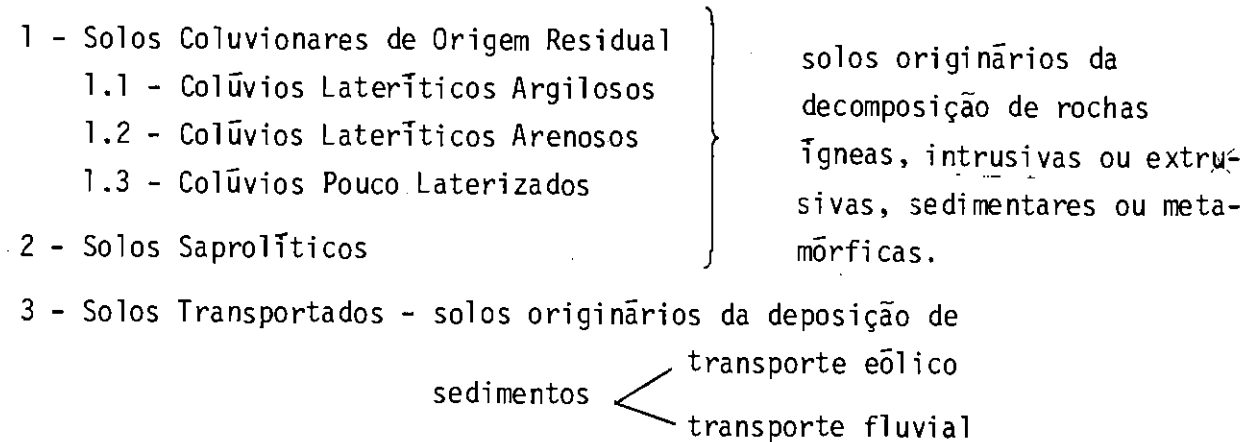
Nestes solos, o processo de laterização atua de forma muito menos intensa que nos solos coluvionares, podendo mesmo chegar a ser inexistente.

GRUPO 3 - Solos Transportados

São solos originários da deposição de sedimentos transportados por ação eólica ou fluvial, apresentando-se, em geral, em pacotes de elevada densidade "in situ".

É comum que o processo de laterização se desenvolva também nestes solos, observando-se nestes casos estruturas menos densas.

Esquema Geral da Classificação Adotada



A classificação dos diferentes solos analisados segundo o esquema acima proposto (ver Tabela V.1) foi realizada com base em informações contidas nos relatórios consultados (classificação táctil-visual, descrição da geologia local, ensaios de caracterização) aliadas às consultas realizadas a profissionais diretamente envolvidos ou conhecedores dos projetos analisados.

TABELA V.1 - CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS QUANTO À GÊNESE

GRUPO DE SOLO		ORIGEM DO SOLO	BARRAGENS
1 - SOLOS COLUVIONARES DE ORIGEM RESIDUAL	1.1 - LATERÍTICOS ARGILOSOS	BASALTO GNAISSE MIGMATITO	Itaipu, Três Irmãos Euclides da Cunha, Paraibuna/Paraitinga Eixo B-2 (Juquiã)
	1.2 - LATERÍTICOS ARENOSOS	ARENITO	Rosana, Porto Primavera
	1.3 - POUCO LATERIZADOS	BASALTO ARGILITO MICAXISTO	Tucuruí. (área 2A) Itaparica Santa Isabel
2 - SOLOS SAPROLÍTICOS		BASALTO GNAISSE SILTITO MIGMATITO FILITO MICAXISTO XISTO E GRANITO METASSEDIMENTO	Nova Avanhandava Euclides da Cunha, Chapéu D'Uvas Santa Isabel Eixos Barreiro e S. José (rio Pardo) e eixos G0-2 e JR-1 (rio Juquiã) Manso Santa Isabel Emborcação Tucuruí (áreas 1 e 2C)
3 - SOLOS TRANSPORTADOS		ALUVIÃO COLÚVIO DE SEDIMENTOS	Manso, Baguari Tucuruí (áreas 4 e 5)

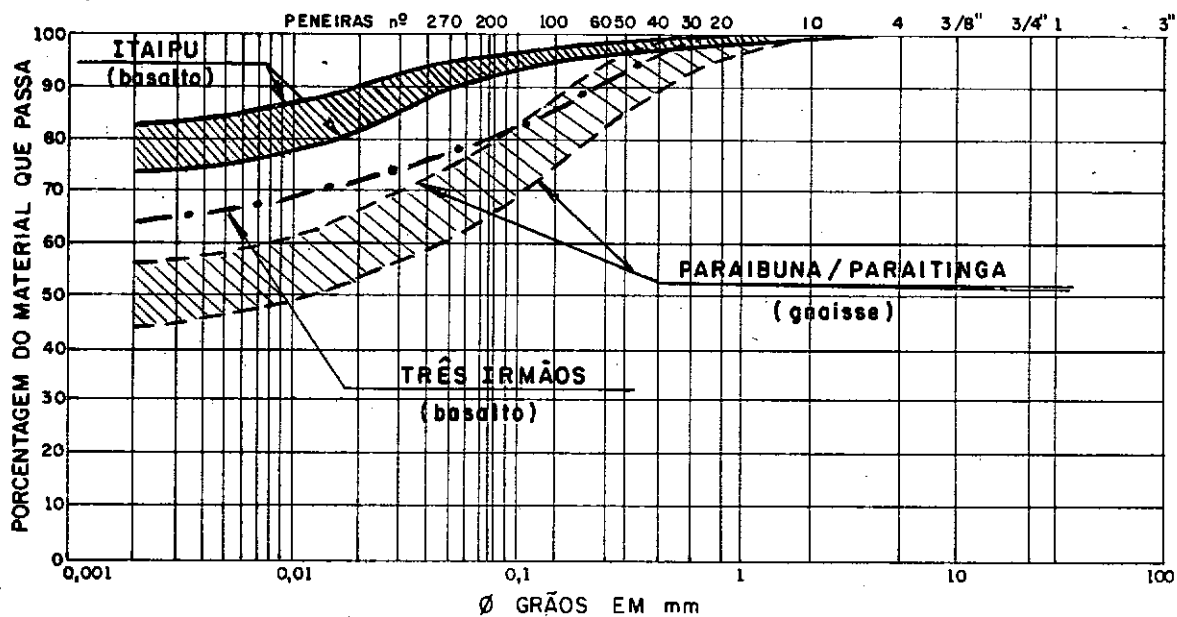
V.2 CLASSIFICAÇÃO E IDENTIFICAÇÃO DOS SOLOS

Neste item são apresentadas as curvas granulométricas, gráficos $IP \times LL$ e $h_{ot} \times \gamma_{sm\bar{a}x}$ obtidos da totalidade de ensaios realizados para pesquisa das áreas de empréstimo.

Em alguns casos, como não se dispunham de informações globais sobre a jazida, foram indicados apenas os dados de caracterização e compactação das amostras utilizadas nos ensaios triaxiais.

V.2.1 .Curvas Granulométricas

COLÚVIOS LATERÍTICOS ARGILOSOS DE BASALTO e GNAISSE



COLÚVIOS LATERÍTICOS ARGILOSOS DE GNAISSE e MIGMATITO

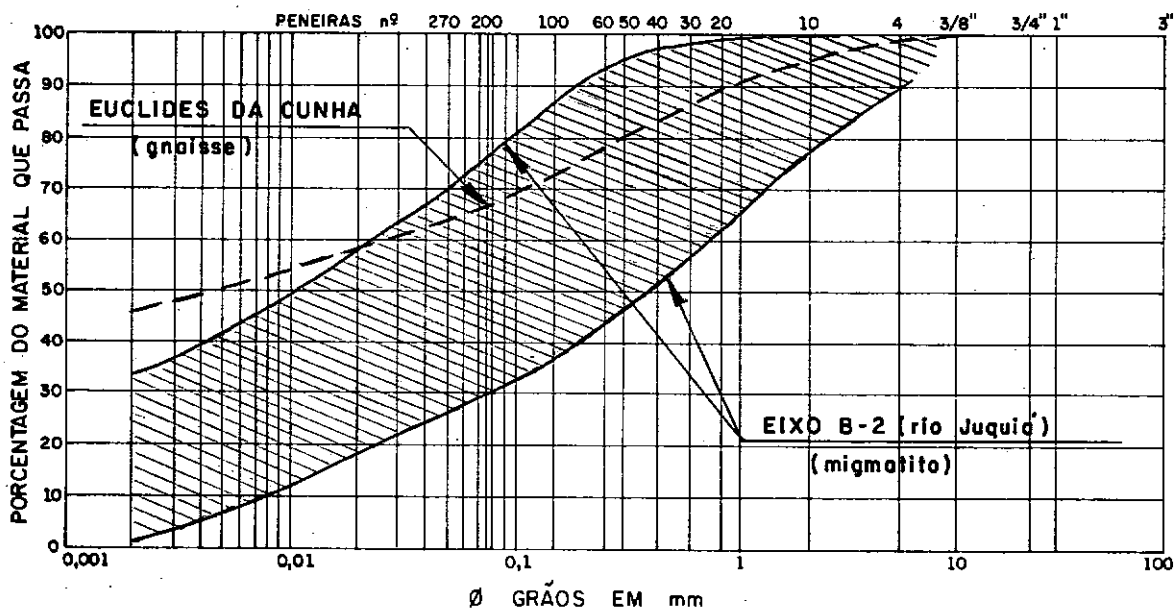
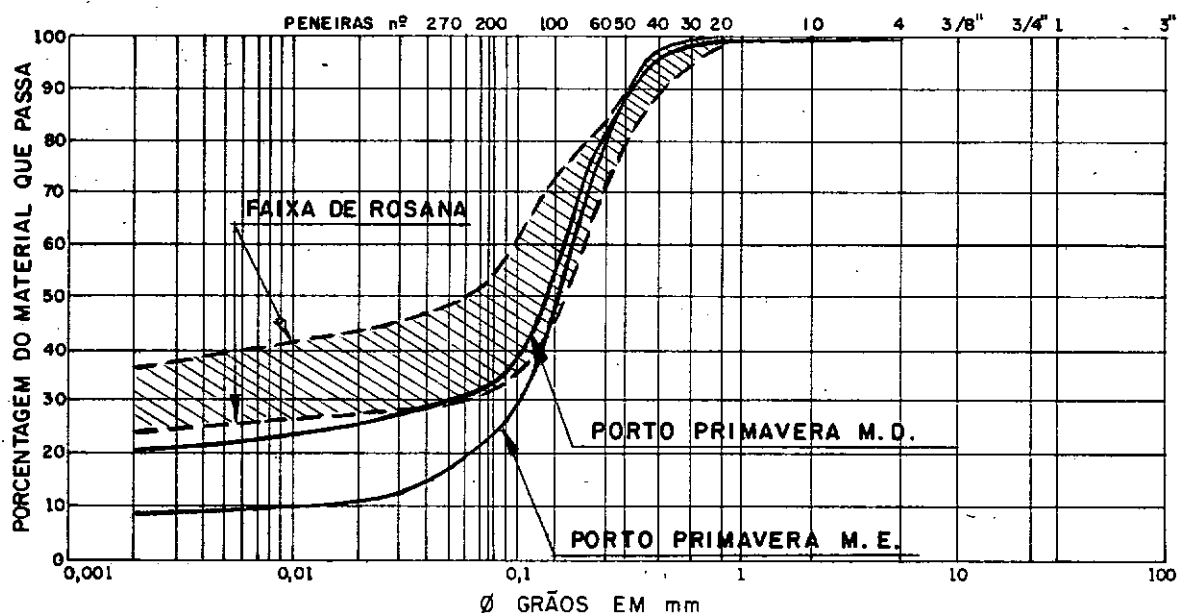


FIG. V.1 - CURVAS GRANULOMÉTRICAS

COLÚVIOS LATERÍTICOS ARENOSOS - ARENITOS



COLÚVIOS POUCO LATERIZADOS

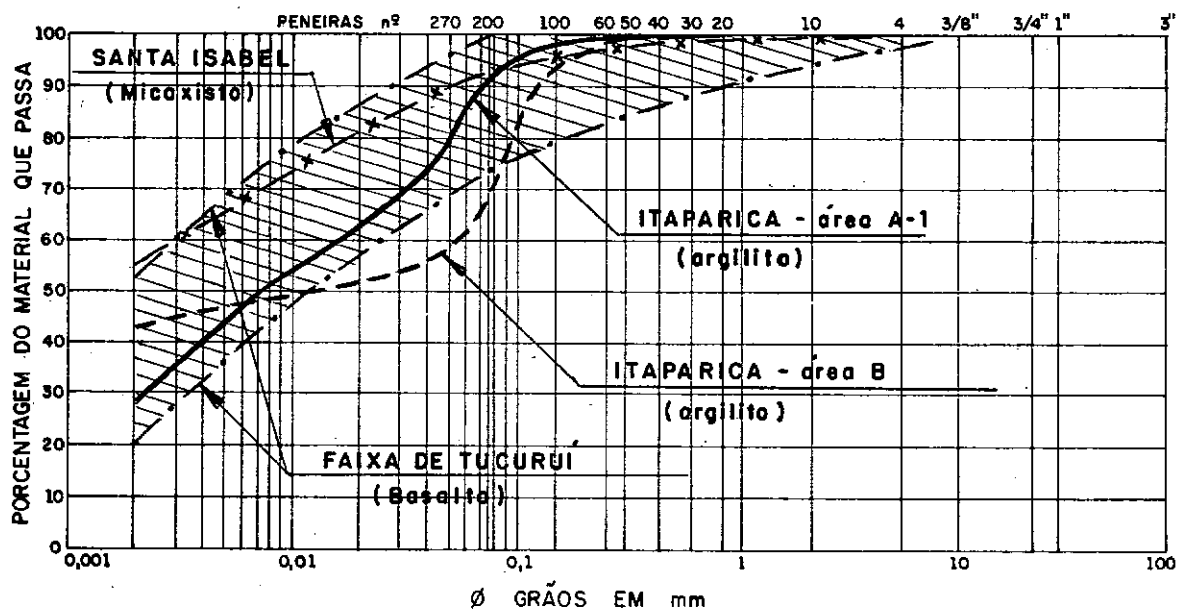
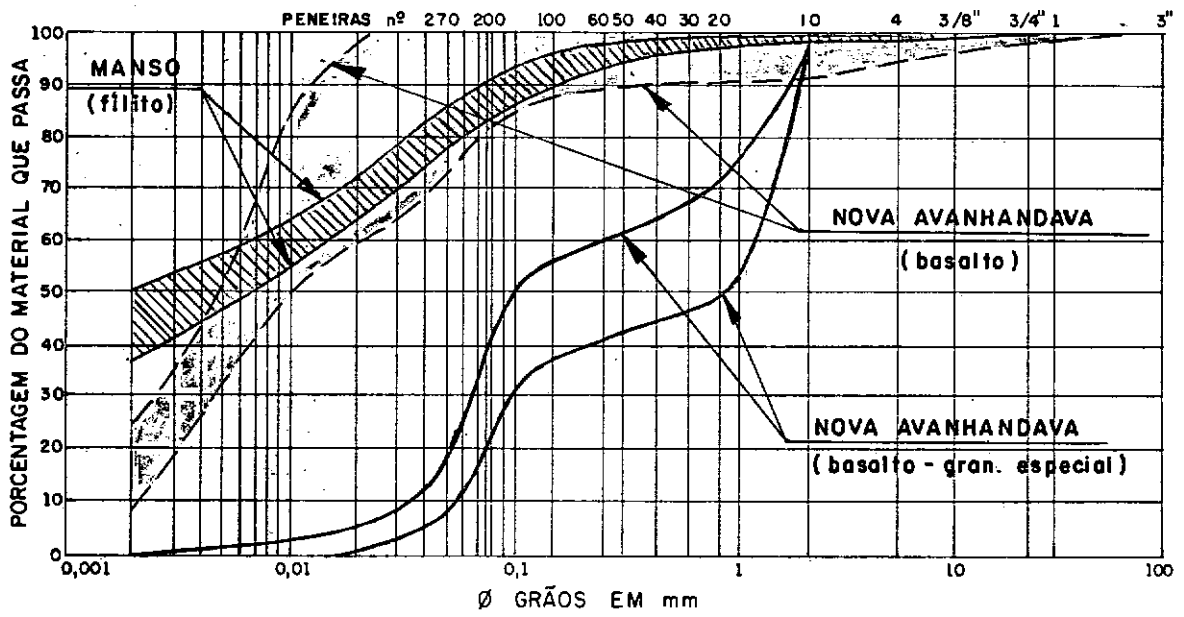


FIG. V.2 - CURVAS GRANULOMÉTRICAS

SOLOS SAPROLÍTICOS DE BASALTO e FILITO



SOLO SAPROLÍTICO DE GNAISSE

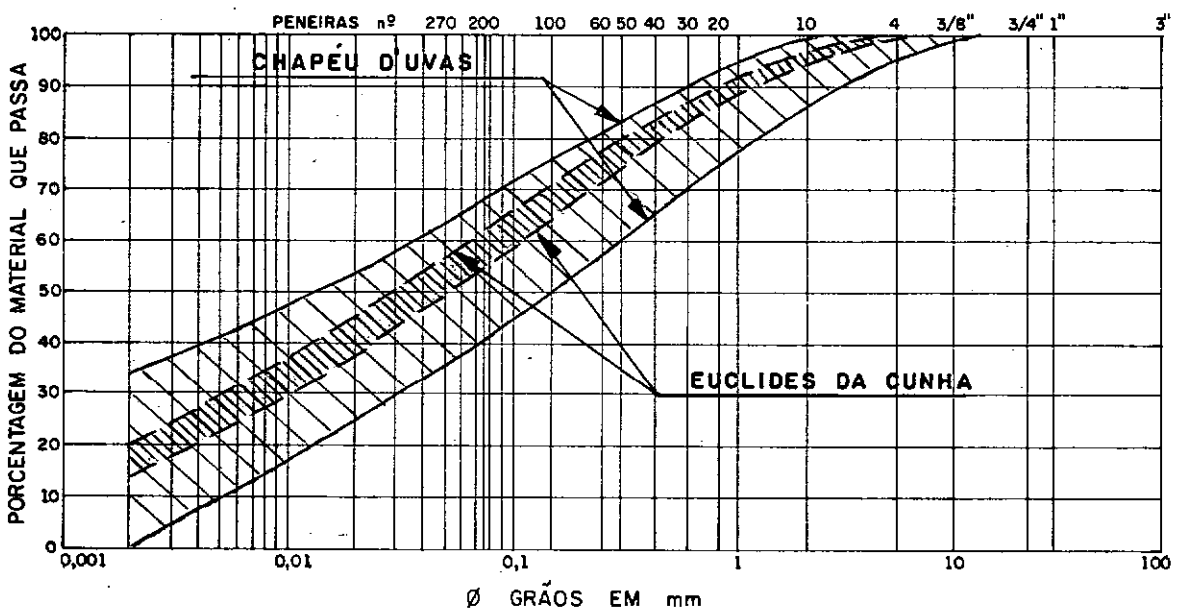
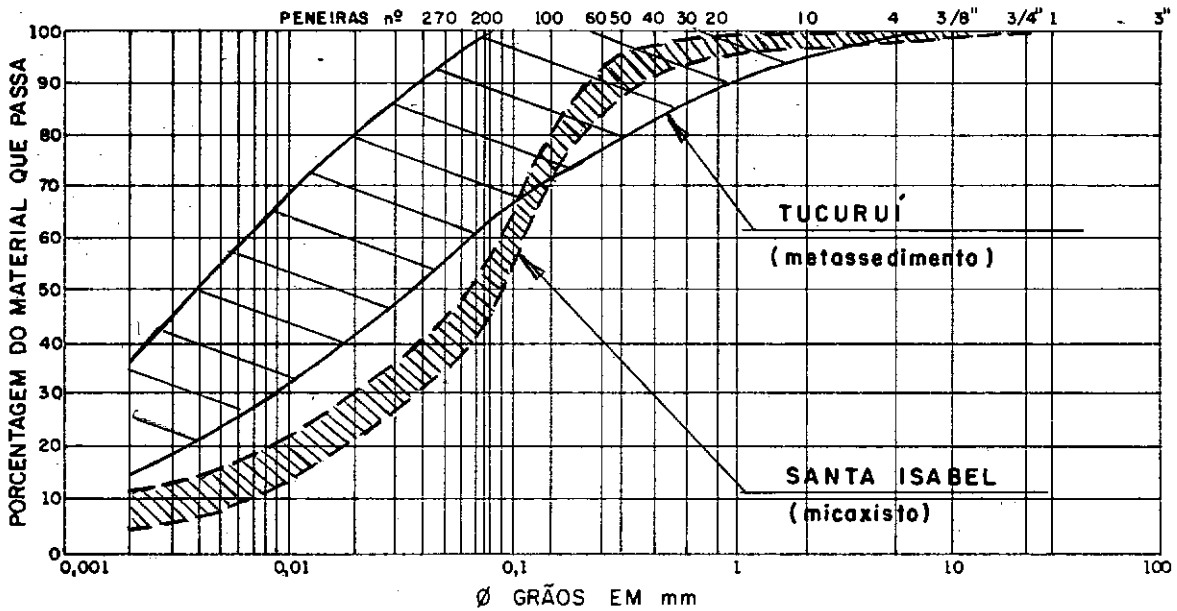


FIG. V.3 - CURVAS GRANULOMÉTRICAS

SOLOS SAPROLÍTICOS DE METASSEDIMENTO e MICAXISTO



SOLO SAPROLÍTICO DE MIGMATITO

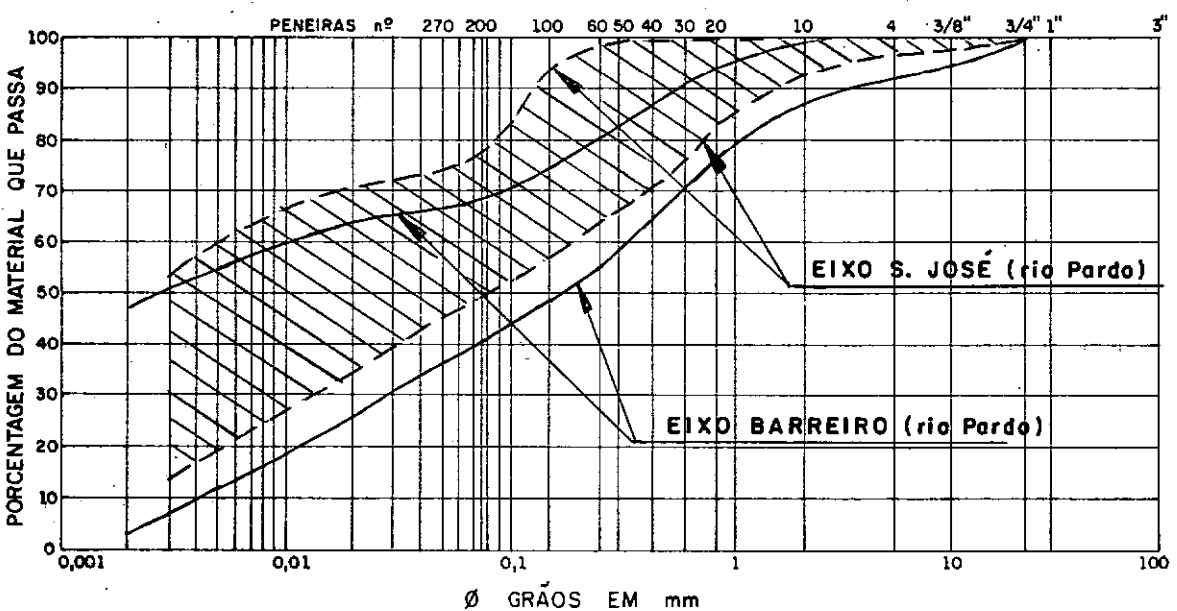
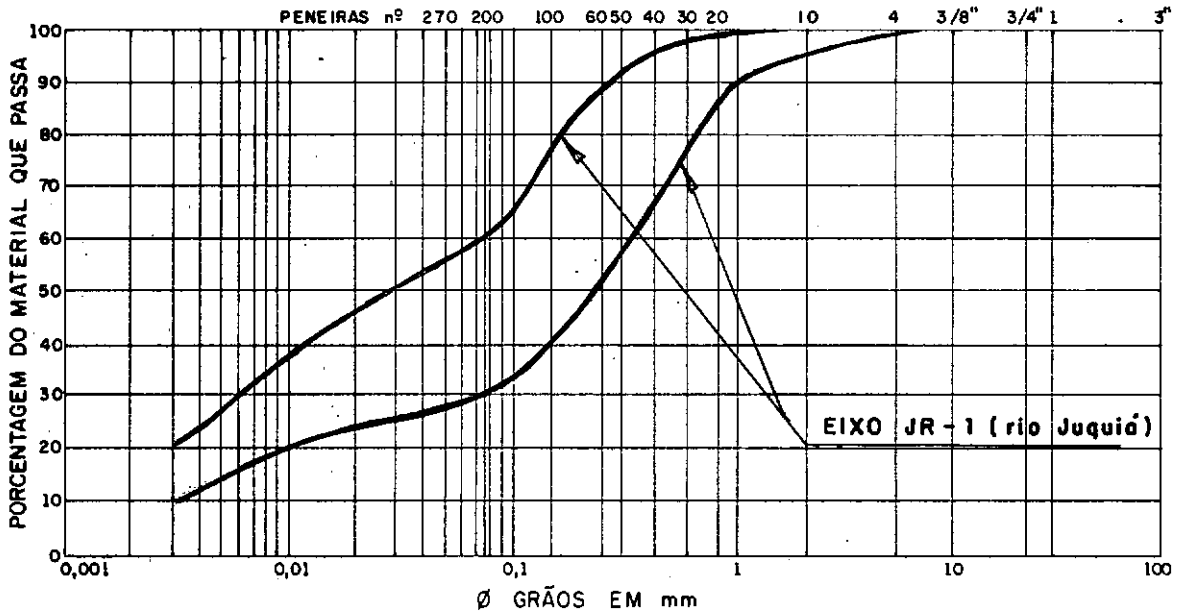


FIG. V.4 - CURVAS GRANULOMÉTRICAS

SOLO SAPROLÍTICO DE MIGMATITO



SOLOS SAPROLÍTICOS DE SILTITO e XISTO e GRANITO

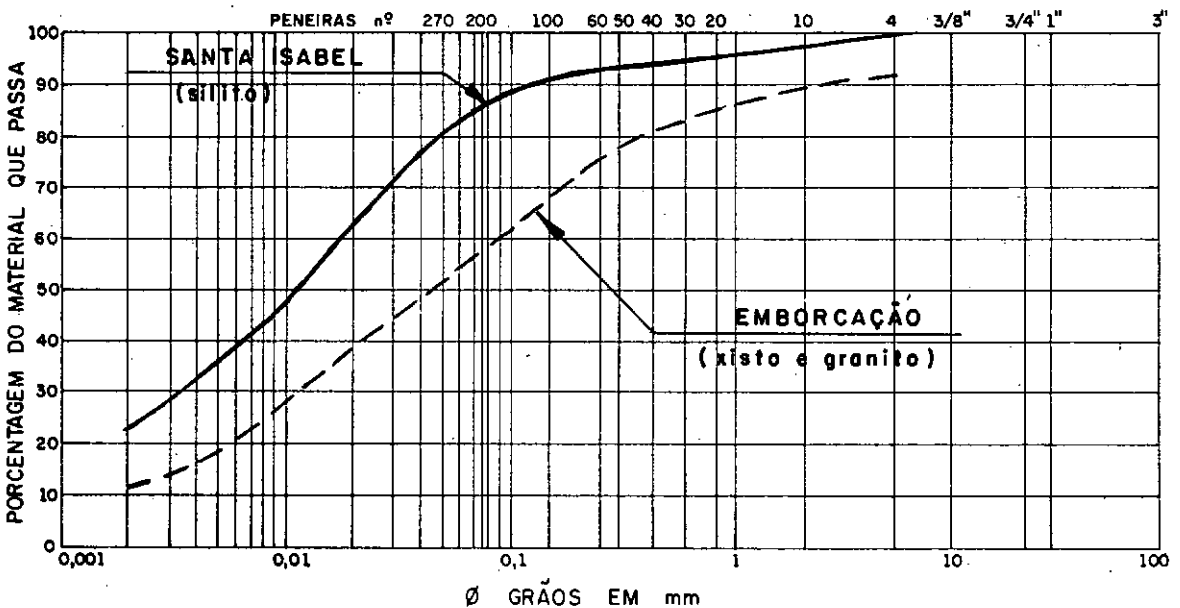


FIG. V.5 - CURVAS GRANULOMÉTRICAS

SOLO TRANSPORTADO - ALUVIÃO

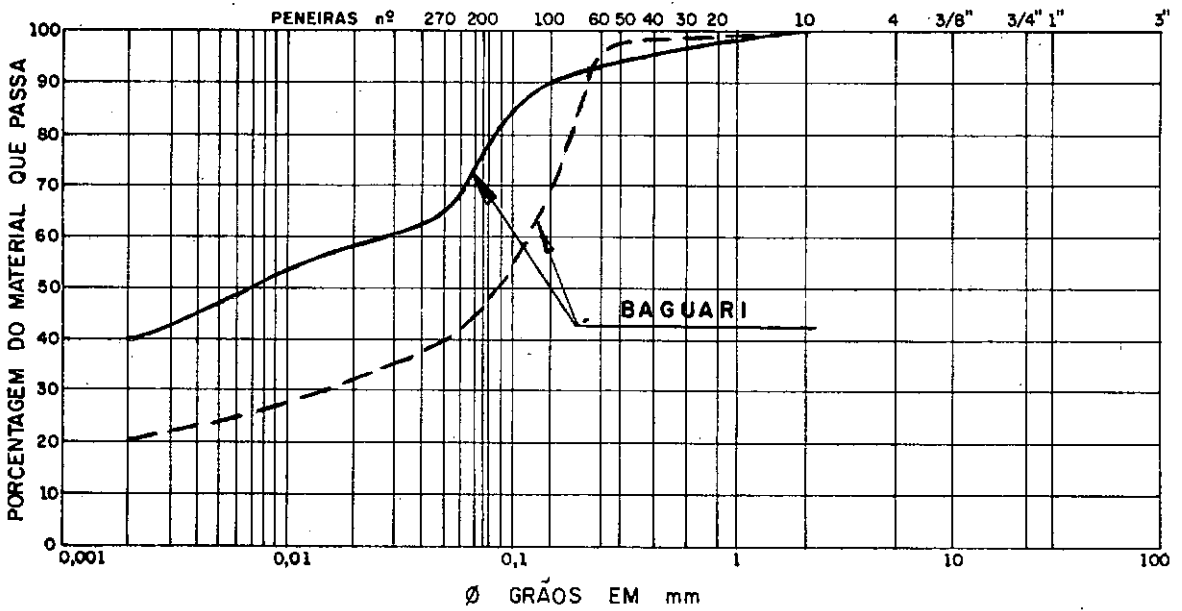
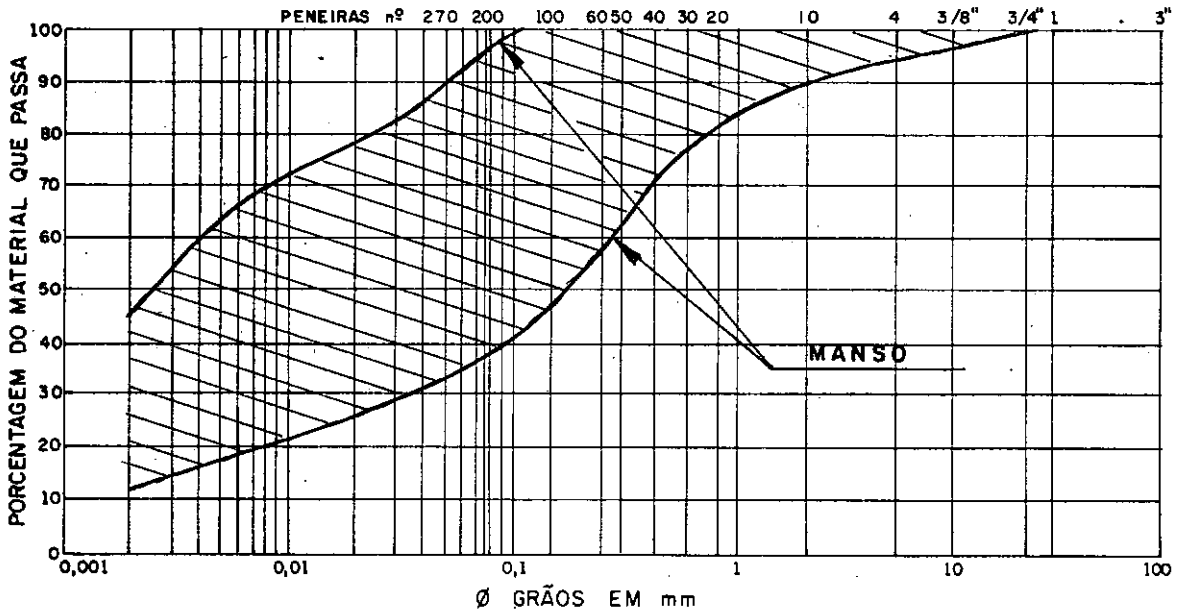
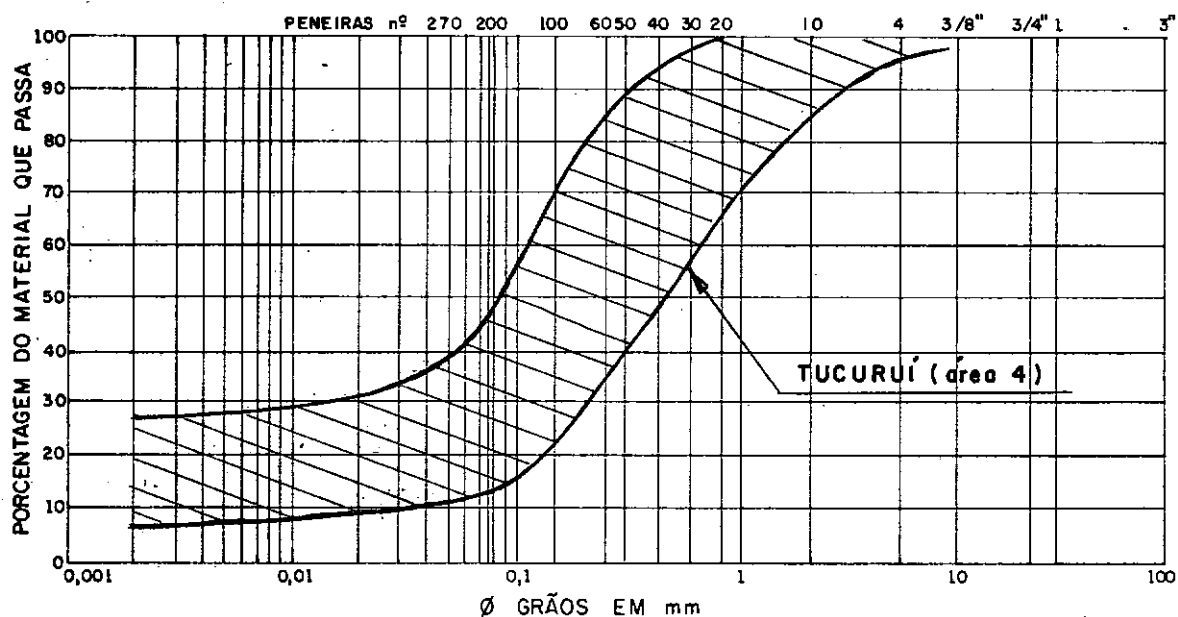


FIG. V.6 - CURVAS GRANULOMÉTRICAS

SOLO TRANSPORTADO - COLÚVIO DE SEDIMENTOS
TUCURUÍ (área 4)



TUCURUÍ (área 5)

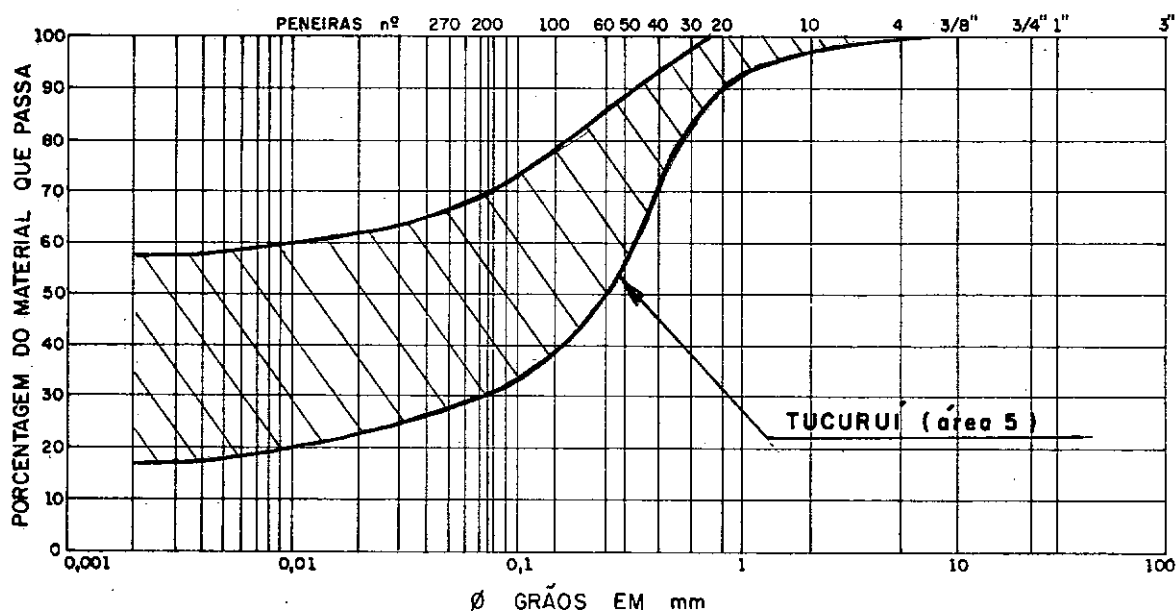


FIG. V.7 - CURVAS GRANULOMÉTRICAS

V.2.2 Gráficos de Plasticidade

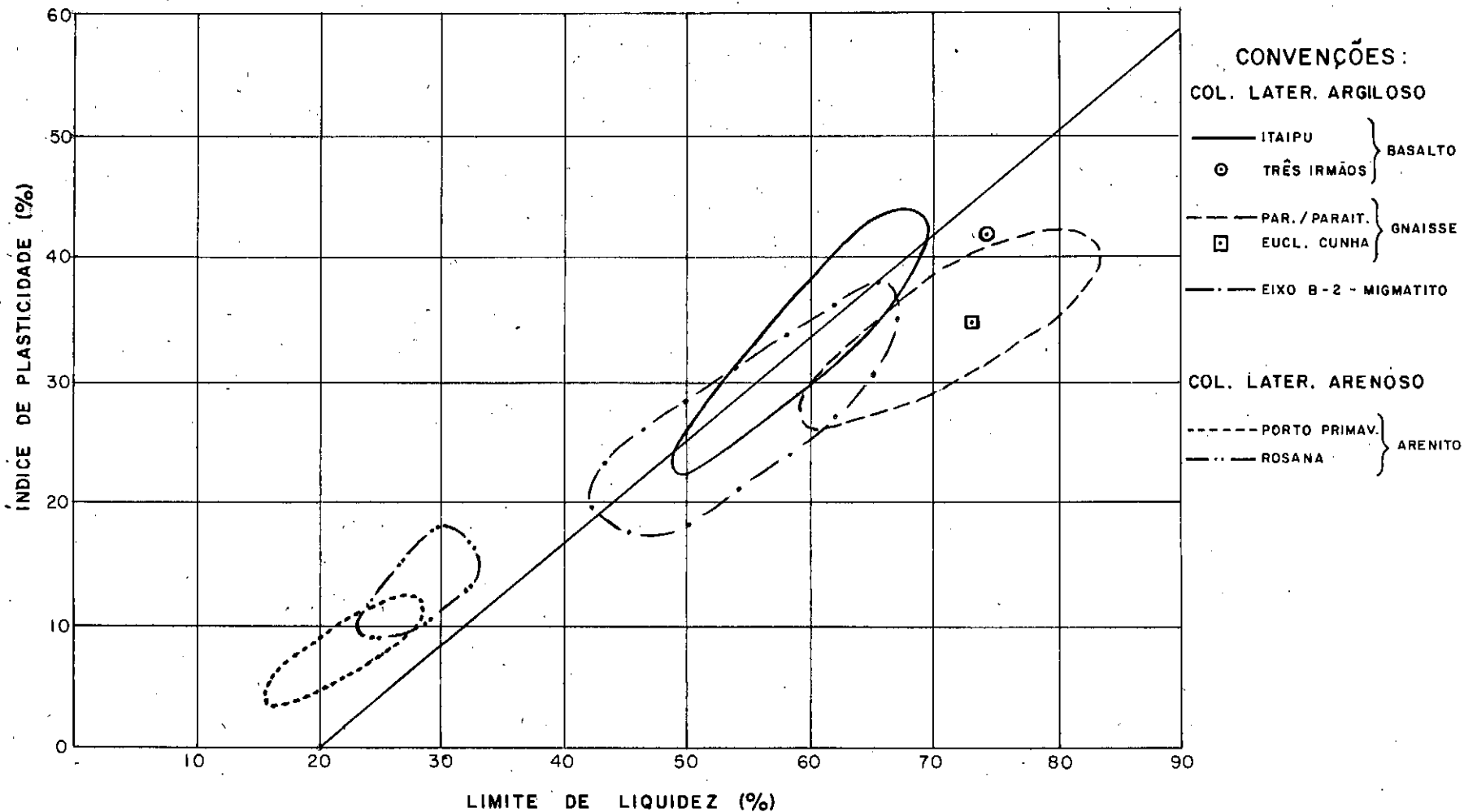


FIG. V.8 - GRÁFICO DE PLASTICIDADE
COLÚVIOS LATERÍTICOS ARGILOSOS E ARENOSOS

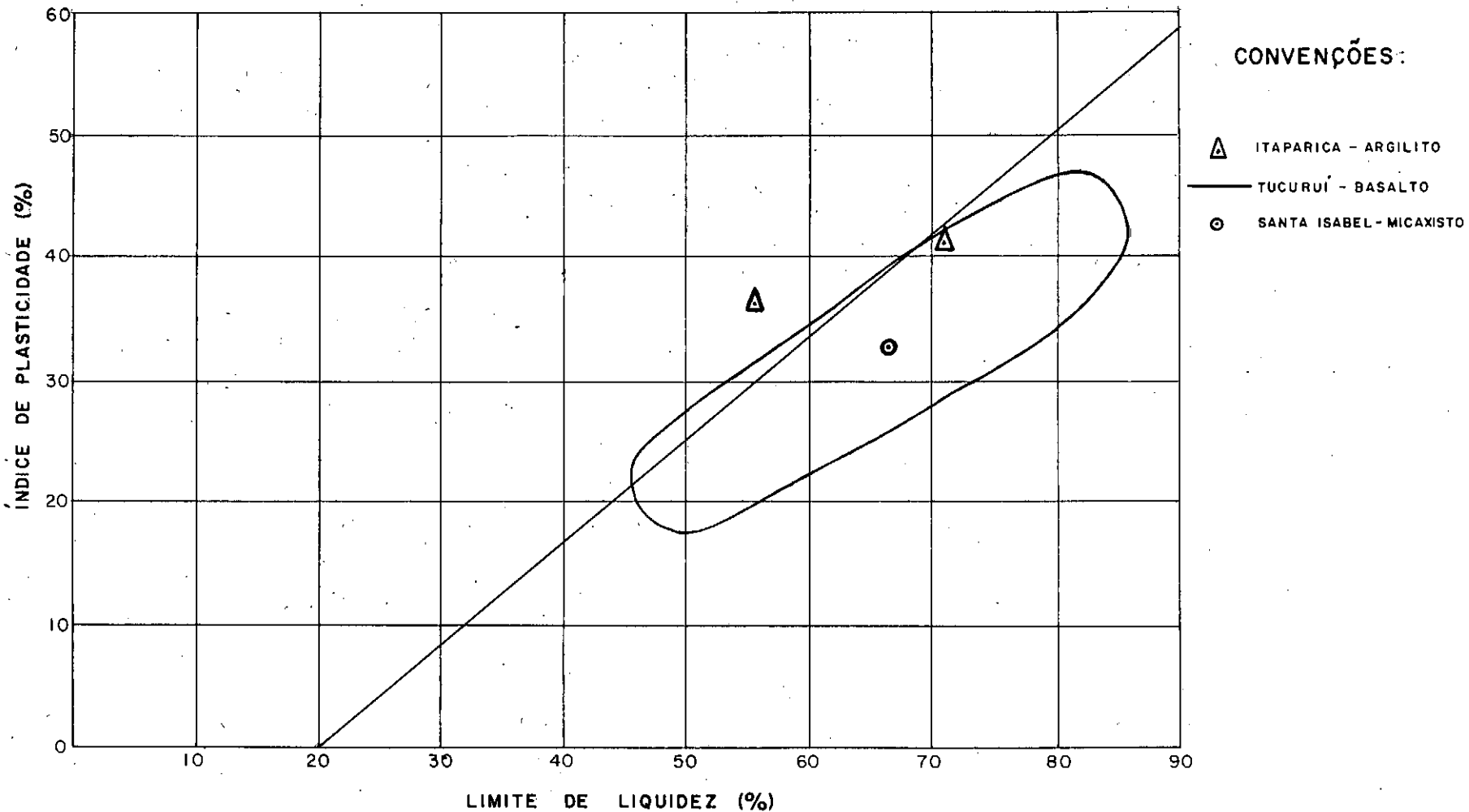


FIG. V.9 - GRÁFICO DE PLASTICIDADE
COLÚVIOS POUCO LATERIZADOS

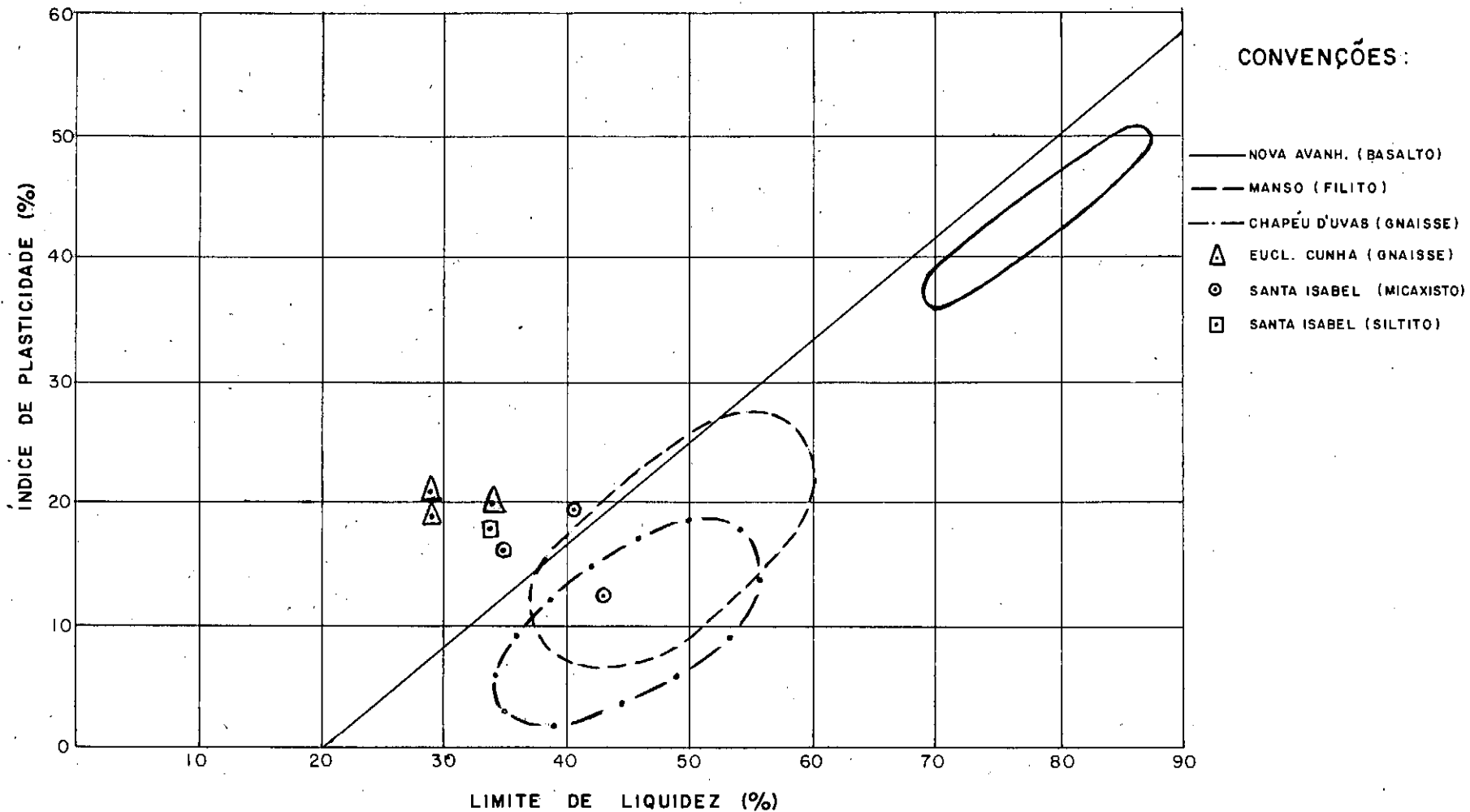


FIG. V.10 - GRÁFICO DE PLASTICIDADE
SOLOS SAPROLÍTICOS

ÍNDICE DE PLASTICIDADE (%)

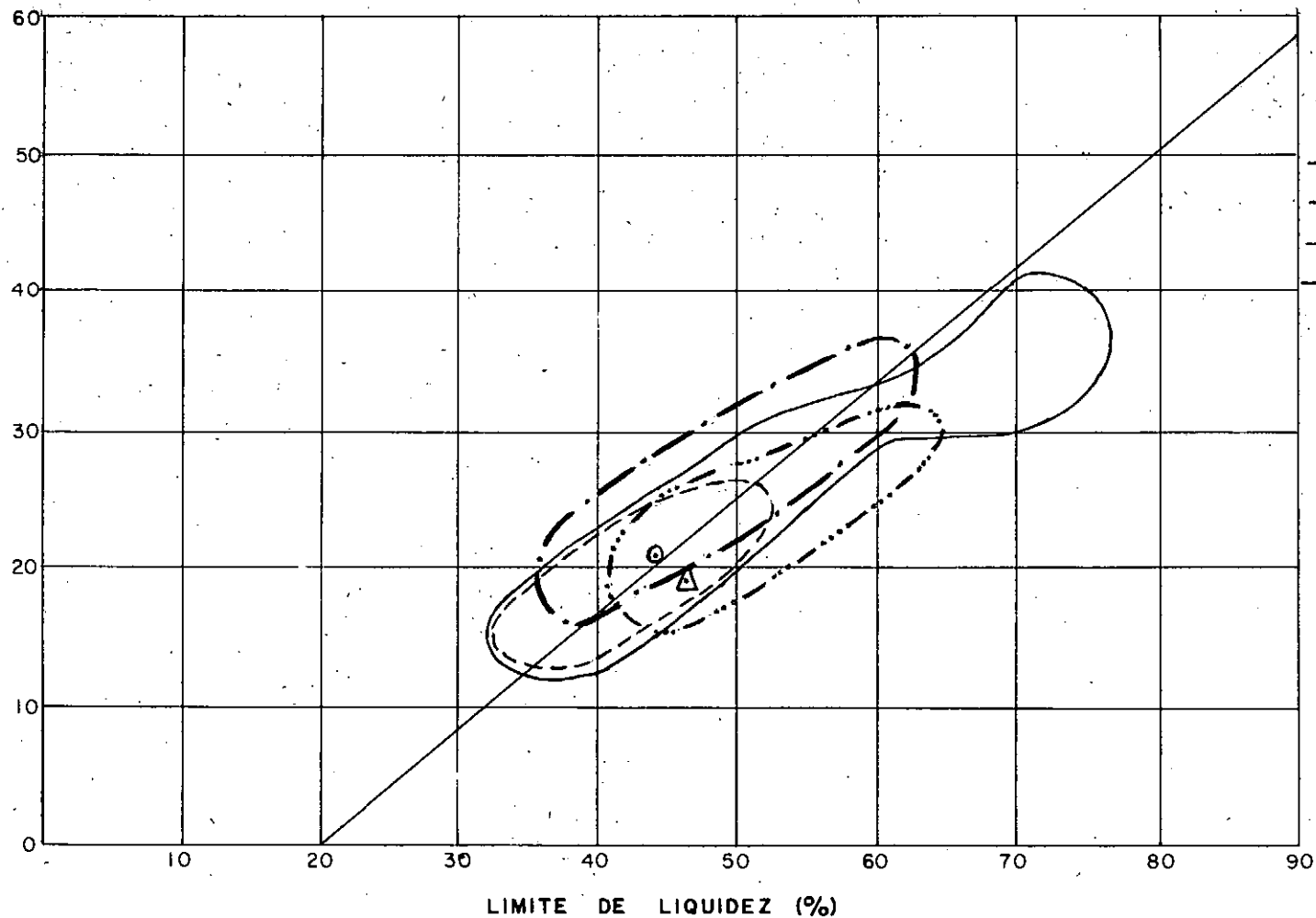


FIG. V.11 - GRÁFICO DE PLASTICIDADE
SOLOS SAPROLÍTICOS

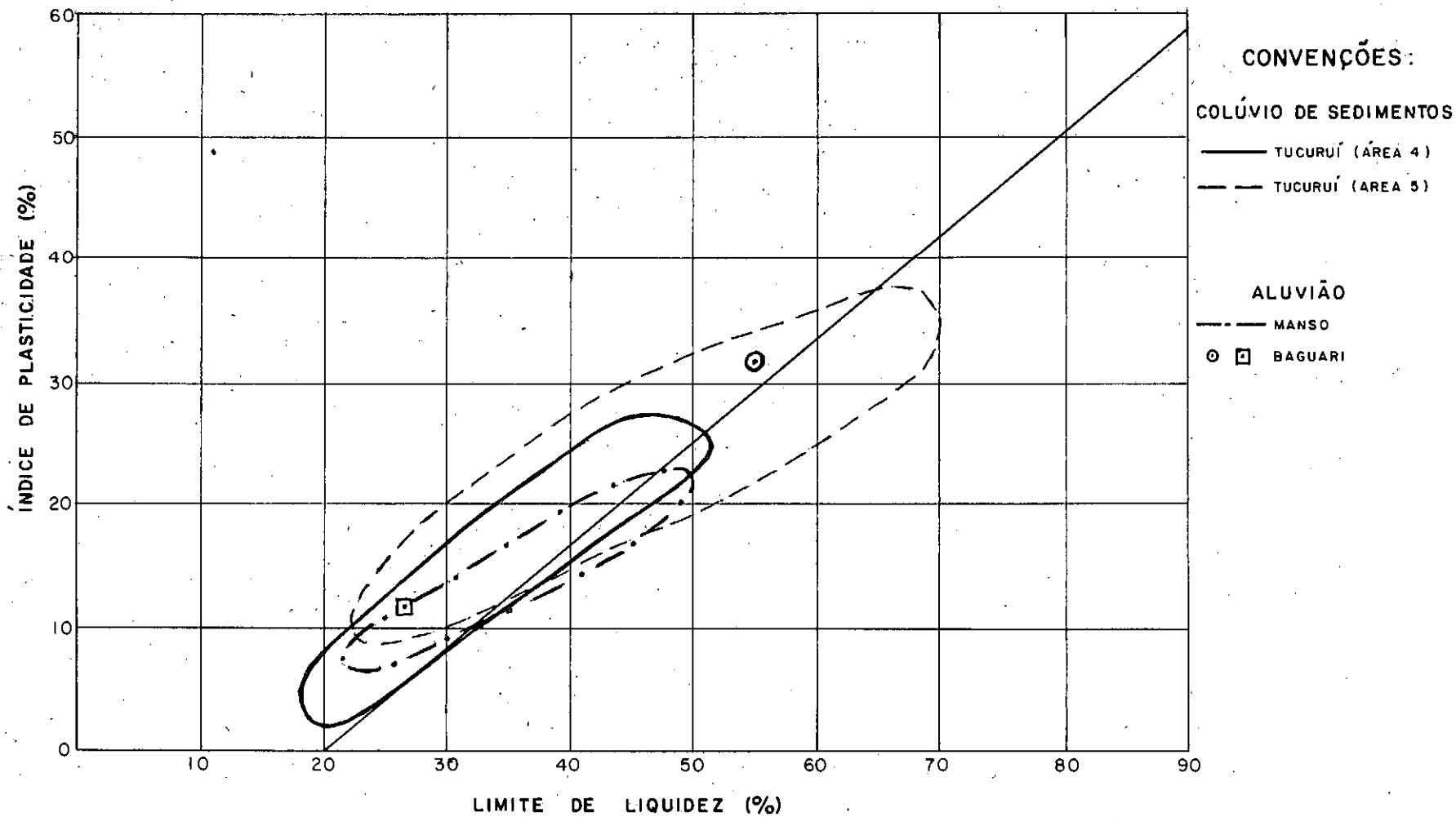


FIG. V.12 - GRÁFICO DE PLASTICIDADE
SOLOS TRANSPORTADOS

V.2.3 Gráficos de h_{ot} x $\gamma_{sm\bar{a}x}$

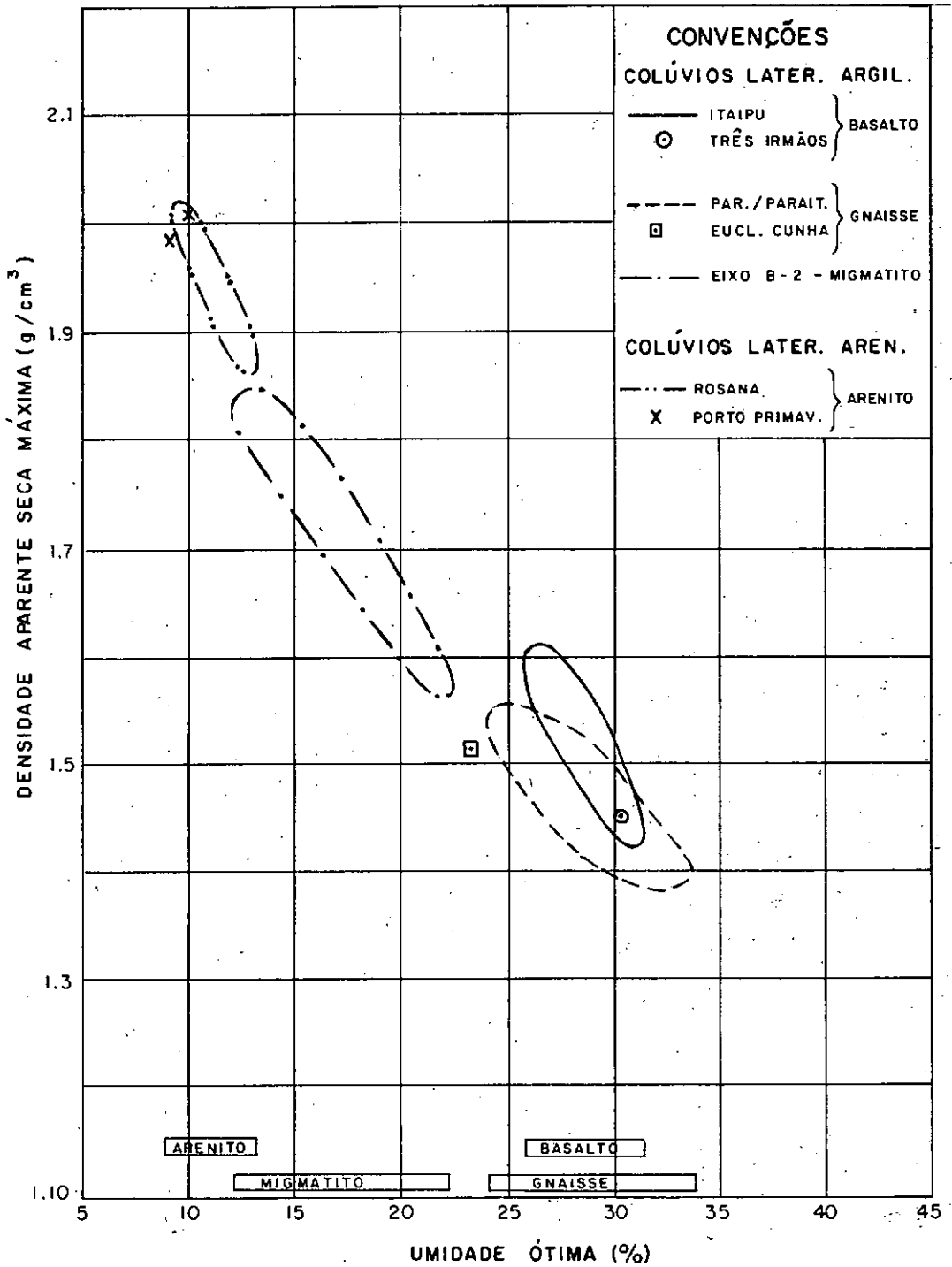


FIG. V.13-GRÁFICO $\gamma_{s\text{máx.}} \times h_{ót}$
COLÚVIOS LATERÍTICOS ARGILOSOS
E ARENOSOS

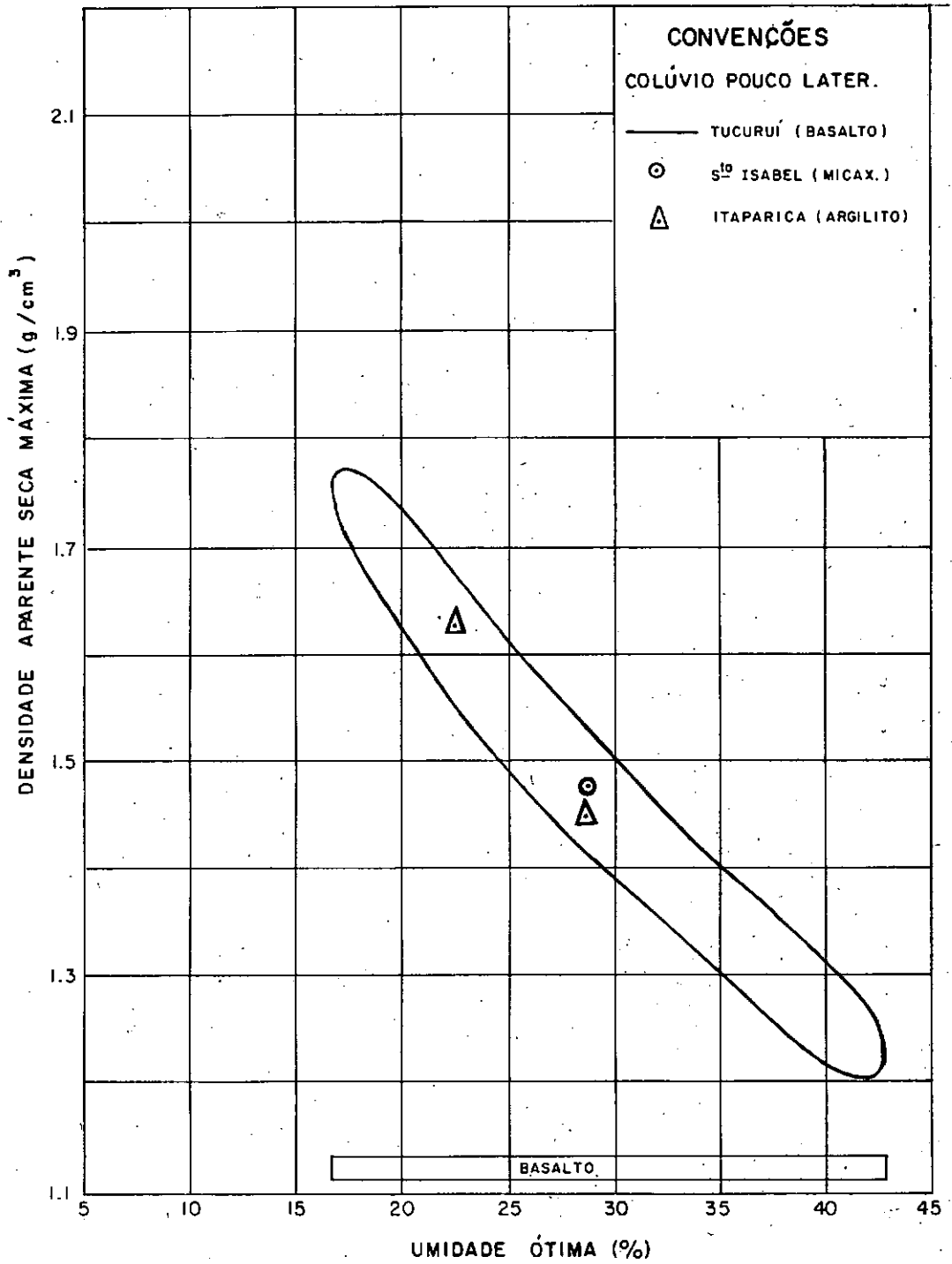


FIG. V.14-GRÁFICO $\gamma_{s\text{máx.}} \times h_{ót}$
COLÚVIOS POUCO LATERIZADOS

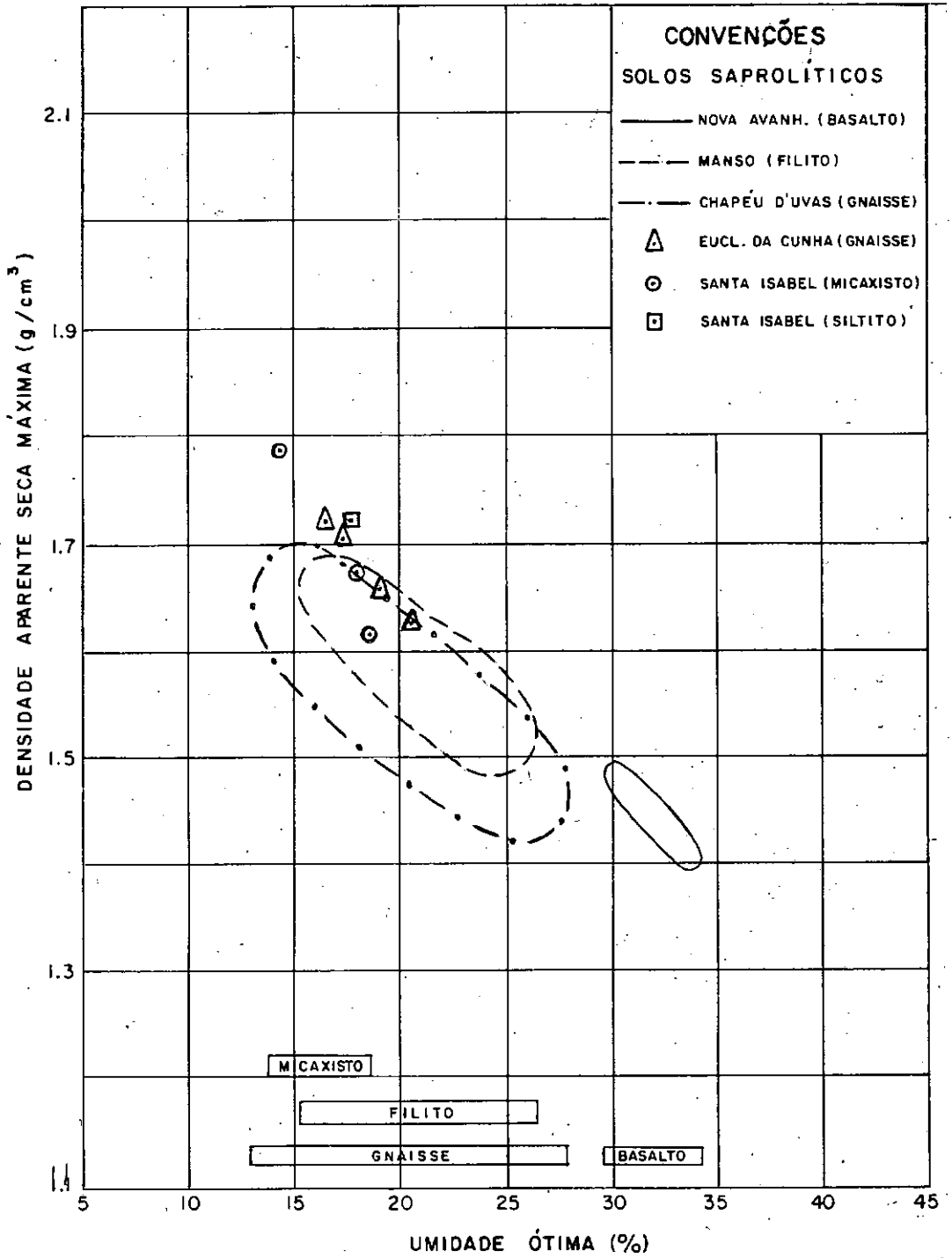


FIG. V.15-GRÁFICO $\gamma_{s\text{máx.}} \times h_{\text{ót}}$
SOLOS SAPROLÍTICOS

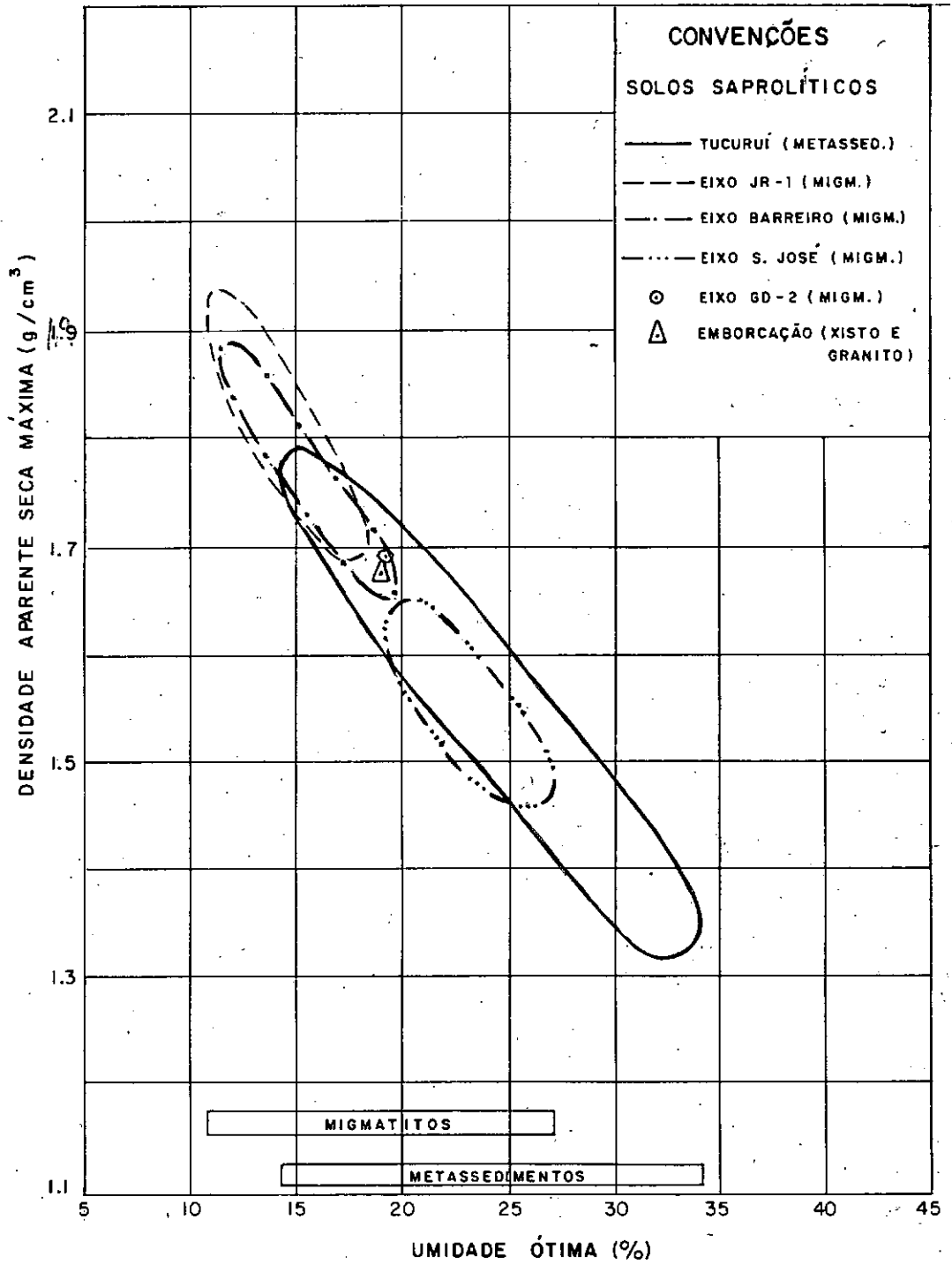
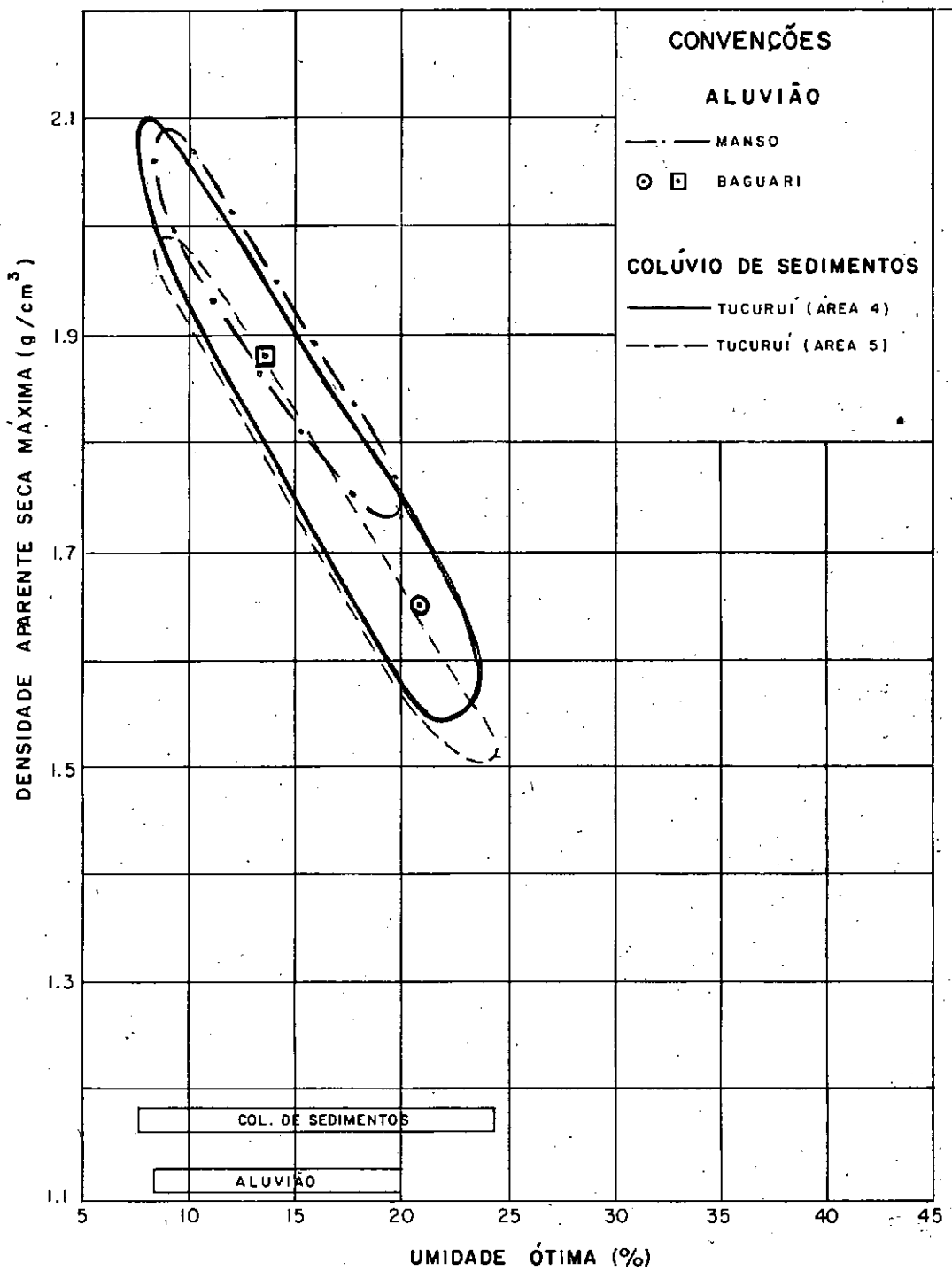


FIG. V.16- GRÁFICO $\gamma_{s\text{máx.}} \times h_{ót}$
SOLOS SAPROLÍTICOS

FIG. V.17- GRÁFICO $\gamma_{s\text{máx.}} \times h_{ót}$

SOLOS TRANSPORTADOS

CAPÍTULO VI

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS DADOS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

VI.1 INTRODUÇÃO

Neste item são analisadas as diferentes formas de mobilização de resistência e desenvolvimento de poro-pressões durante os ensaios triaxiais, correlacionando-as a fatores como: origem do solo analisado, dados de caracterização das amostras, tipo de compactação realizada, densidades e unidades iniciais utilizadas na compactação, tipos de ensaio executados e tensões confinantes aplicadas.

São também realizados estudos sobre as envoltórias de resistência efetivas obtidas a partir da totalidade dos ensaios realizados para cada um dos solos definindo-se suas formas e os respectivos parâmetros de resistência.

Para melhor identificação dos solos estudados, apresentam-se no Anexo 1 as Tabelas 1 a 4 contendo dados de granulometria, limites de consistência, densidade real dos grãos e compactação das amostras utilizadas nos ensaios triaxiais especificamente.

No Anexo 2, tabelas 5 a 8, estão discriminados, para cada solo, os ensaios triaxiais analisados, bem como os níveis de

tensões confinantes aplicadas; tipo, densidade e umidade de compactação das amostras.

Em ambos os anexos, são fornecidas as fontes de obtenção dos dados apresentados.

VI.2 CURVAS TENSÃO x DEFORMAÇÃO, PORO-PRESSÃO x DEFORMAÇÃO E TRAJETÓRIAS DE TENSÕES

VI.2.1 Definição de Comportamentos Típicos

Após análise geral do conjunto de trajetórias de tensões efetivas, curvas $(\sigma_1 - \sigma_3) \times \epsilon_a$, $(\sigma_1 / \sigma_3) \times \epsilon_a$ e $u \times \epsilon_a$ disponíveis para os diferentes solos estudados, definiram-se sete comportamentos básicos em termos dessas curvas.

Alguns dos comportamentos básicos, denominados por comportamento tipo I a VII, apresentam subdivisões gerando ao todo doze comportamentos típicos.

Nas Figuras VI.1 e VI.2 dá-se uma visão geral das trajetórias de tensões efetivas destes comportamentos. Ao longo das curvas são marcados traços que correspondem às deformações específicas axiais de 0,5, 1, 5, 10 e 20% observadas durante o ensaio. Desta maneira, tem-se indicação não só da forma de mobilização da resistência, como também da velocidade com que esta ocorre ao longo do ensaio. Tanto a forma da trajetória quanto a indicação dos referidos ϵ_a procuram ser as mais representativas possíveis para o conjunto de ensaios que compõem cada com-

portamento tipo.

As retas inclinadas de 45° indicadas nas figuras a seguir coincidem com as trajetórias de tensões totais do ensaio sempre que a poro-pressão inicial for igual a zero.

Quanto às poro-pressões medidas em ensaios triaxiais convencionais é importante salientar que são efetuadas medidas apenas das poro-pressões atuantes na água (u_w), confundindo-se esta com a poro-pressão existente nos vazios do solo. Desta forma, a expressão (II.1) proposta por BISHOP (3) para tensões efetivas em solos parcialmente saturados fica reduzida à diferença entre a tensão total (σ) e u_w , desprezando-se, portanto, a contribuição da parcela de poro-pressão relativa ao ar (u_a).

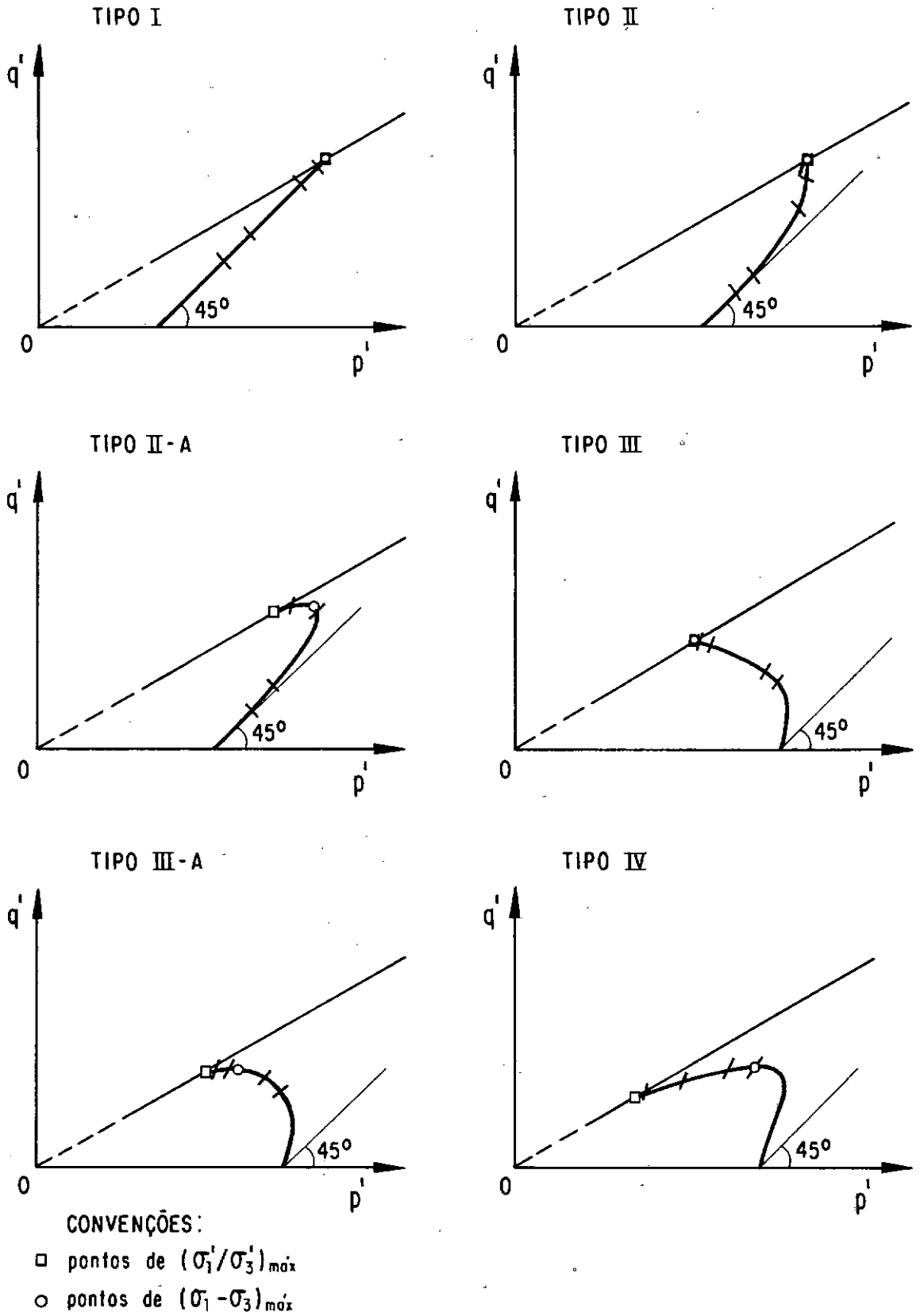


FIG. VI. 1 - TRAJETÓRIAS DE TENSÕES EFETIVAS
Comportamentos I a IV.

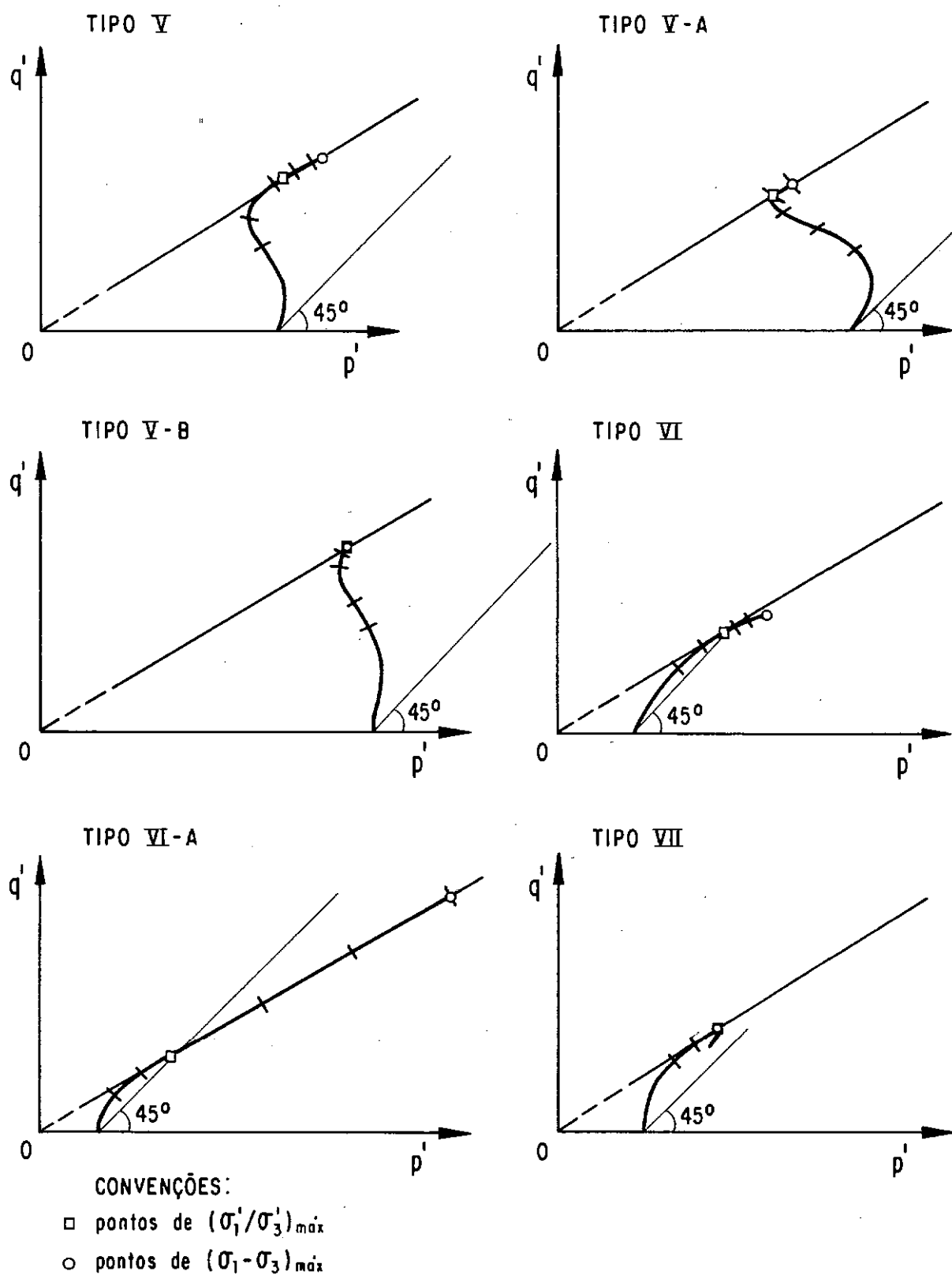


FIG. VI.2 - TRAJETÓRIAS DE TENSÕES EFETIVAS
Comportamentos V a VII.

A seguir são feitas descrições sucintas das principais características de cada comportamento, ressaltando-se: desenvolvimento de poro-pressão durante o ensaio, velocidade de mobilização da resistência e parâmetros A_{rup} (relação entre a variação da poro-pressão e a tensão desviatória na ruptura).

Para melhor visualização da definição do parâmetro A são esquematizadas na Figura VI.3 algumas regiões em que a trajetória de tensões efetiva pode desenvolver-se.

Nas Figuras VI.4 a VI.9 estão apresentados os gráficos $p' \times q'$, $u \times \epsilon_a$, $(\sigma_1 - \sigma_3) \times \epsilon_a$ e $(\sigma_1' / \sigma_3') \times \epsilon_a$, representativos de cada comportamento típico, tendo-se em cada caso utilizado escalas iguais para os gráficos de poro-pressão e tensão desviatória versus deformação específica axial.

Conforme observação do Capítulo II anterior, o parâmetro "u" se refere à poro-pressão existente na água e que é normalmente assumida como sendo a poro-pressão nos vazios do solo. Assim sendo, sempre que se referir nas análises subsequentes ao símbolo "u" ou ao termo "poro-pressão", genericamente estará implícita esta simplificação.

Para efeito da tipificação não foram levadas em conta as poro-pressões iniciais. Comentários a respeito desse dado serão feitos mais adiante.

$$A_{rup} = \frac{\Delta u_{rup}}{\Delta \sigma_{d rup}} = \frac{u_r - u_o}{\sigma_{1r} - \sigma_{3r}}$$

EXEMPLOS

TRAJETÓRIA X $\rightarrow 0,5 < A_{rup} < 1$

TRAJETÓRIA T $\rightarrow -0,5 < A_{rup} < 0$

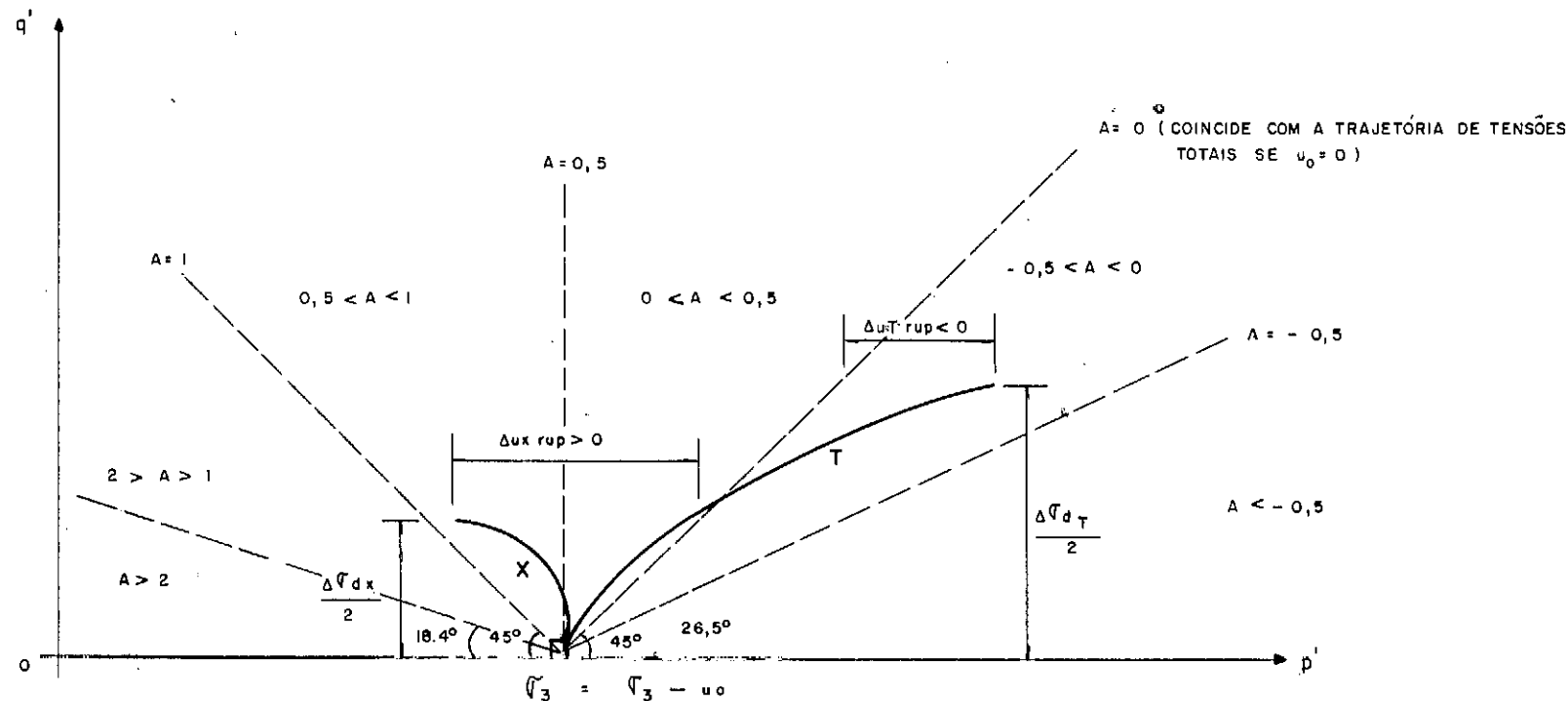


FIG. VI. 3 — PARÂMETRO A — ALGUNS VALORES TÍPICOS

Principais Características dos Comportamentos Típicos Definidos

TIPO I : Caracteriza-se por poro-pressões bastante baixas desenvolvidas durante o ensaio. A trajetória de tensões efetivas é aproximadamente inclinada de 45° e coincidente com a trajetória de tensões totais sempre que $u_0 = 0$.

O ganho de resistência é bastante rápido até deformações axiais específicas da ordem de 5%, passando a crescer mais lentamente a partir deste ponto. De maneira geral para esta gama de deformações já se encontram mobilizados 75 a 95% da tensão desviatória máxima.

As rupturas pelos critérios de $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ e $(\sigma_1' / \sigma_3')_{\max}$ ocorrem para ϵ_a praticamente iguais.

TIPO II : Neste comportamento verifica-se um crescente, embora pequeno, desenvolvimento de poro-pressões ao longo do ensaio. Nos solos estudados, a poro-pressão máxima observada, coincidente com a poro-pressão na ruptura, situa-se entre 5 e 25% da tensão desviatória máxima.

O ganho de resistência até 5% de deformação é um pouco mais lento que no caso anterior, situando-se entre 65 e 90% de $\sigma_{d\max}$ na maioria dos casos. A partir de deformações desta ordem até a ruptura a resistência cresce lentamente.

Da mesma forma que o comportamento tipo I, verificam-se ϵ_a e σ_{rup} bastante próximos pelos dois critérios citados.

TIPO II-A : Tem características semelhantes às do comportamento tipo II no que se refere ao desenvolvimento gradual de pequenas e médias poro-pressões ao longo do ensaio. Nesse comportamento, contudo, uma vez atingido o ponto onde $(\sigma_1 - \sigma_3)$ é máximo, q' se mantém aproximadamente constante ou cai ligeiramente, até que seja atingido o ponto onde a relação σ_1/σ_3 é máxima.

O ganho de resistência até 1% de deformação é bastante variável, oscilando de 30 a 85% de $\sigma_{dm\acute{a}x}$ para os diversos ensaios analisados. Para 5% de deformação tais valores situam-se entre 70 e 100%.

As poro-pressões máximas observadas encontram-se na faixa de 10 a 35% da tensão desviatória máxima, sendo que frequentemente em torno de 50% da poro-pressão máxima medida ocorre após o instante em que a tensão desviatória máxima é alcançada.

TIPO III-A : Este comportamento, diferentemente dos anteriores, apresenta a característica de desenvolver rapidamente poro-pressões positivas, que atingem valores máximos da ordem de 35 a 90% da tensão desviatória máxima. A σ_{rup} , assim como no comportamento II-A, é máximo para o critério de $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{m\acute{a}x}$.

A mobilização de resistência é muito rápida, alcançando-se, em geral $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ para deformações em torno de 2%. A partir deste ponto, a resistência se mantém nos mesmos níveis ou cai ligeiramente (queda máxima registrada igual a 10% da tensão desviatória máxima) até que seja atingido $(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{\max}$. Esse último ocorre, em geral, para deformações específicas axiais em torno de 10%.

TIPO III : A trajetória de tensões efetivas assemelha-se bastante à do comportamento anterior, apesar de neste caso as rupturas pelos dois critérios ocorrerem para deformações praticamente coincidentes.

A mobilização de resistência é menos rápida que a anterior, embora para 5% de deformação já se tenha em torno de 90 a 98% da tensão desviatória máxima mobilizada.

Na grande maioria dos casos, A_{rup} situou-se entre 0,50 e 1,00, embora tenham-se registrados alguns valores abaixo desta faixa.

TIPO IV : Comportamento bastante peculiar, onde $(\sigma_1 - \sigma_3)$ atinge seu máximo rapidamente para deformações entre 0,5 a 1%, passando em seguida a cair bruscamente até que seja atingido $(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{\max}$. Tal queda de resistência assume em geral valores da ordem de 20 a 40% da resistência máxima mobilizada, tendo-se contudo registrado ensaios em que esta relação chegou a 0,50.

Normalmente, ensaios que apresentam comportamento tipo IV desenvolvem elevadas poro-pressões a partir do ponto correspondente a $\sigma_{dm\bar{x}}$. Na média verificaram-se A_{rup} entre 1,20 e 2,00, tendo-se, também observado alguns ensaios em que este parâmetro alcançou valores em torno de 0,90.

TIPO V : Ao contrário dos comportamentos tipo II-A, III-A ou IV, verifica-se neste caso uma mobilização de resistência — sempre crescente.

É bastante comum que a partir do ponto de $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{m\bar{x}}$ a trajetória de tensões efetivas se desenvolva aproximadamente coincidente com a envoltória modificada de resistência definida por este critério. É também muito comum a forma em S da trajetória.

A mobilização de resistência atinge cerca de 75 a 95% de seu valor máximo para ϵ_a de até 5%, crescendo em seguida mais lentamente até a ruptura.

Durante o ensaio ocorre uma tendência inicial do corpo de prova à compressão seguida de um movimento contrário de expansão, muito embora as poro-pressões situem-se sempre no campo positivo.

O parâmetro A na ruptura apresenta valores entre 0,10 e 0,50 na maioria dos casos estudados.

TIPO V-A : Tem praticamente as mesmas características do comportamento anterior, apenas desenvolvendo maiores poro-pressões ao longo do ensaio. De maneira geral, observam-se valores entre 0,55 e 0,85 para o parâmetro A_{rup} .

A mobilização de resistência é semelhante à do comportamento tipo V, verificando-se 80 a 95% da resistência máxima mobilizada para deformações da ordem de 5%.

TIPO V-B : Neste comportamento a trajetória de tensões efetivas apresenta um suave formato em S. A tendência de compressão e posterior dilatação é bastante diminuída, tendo-se em muitos casos, compressão ao longo de todo o ensaio.

A mobilização de resistência é mais rápida que nos demais comportamentos tipo "V", alcançando-se 85 a 100% da tensão desviatória para ϵ_a de 5%.

Nesse caso a ruptura definida pelos dois critérios supracitados ocorre para deformações específicas axiais próximas ou praticamente iguais.

O parâmetro A_{rup} situa-se frequentemente entre 0,20 e 0,50.

TIPO VI : Também em ensaios que apresentam comportamento tipo VI, as tendências compressivas e posteriormente dilatantes estão presentes. Na fase inicial compressiva observam-se baixas poro-pressões positivas, que, a seguir, decrescentes, passam para o ramo negativo na grande maioria dos casos. A_{rup} nos ensaios disponíveis variou de valores positivos muito próximos a zero (máximo igual a + 0,06) até valores negativos de até -0,15.

Neste comportamento $(\sigma_1'/\sigma_3')_{m\bar{a}x}$ é atingido para deformações bem menores que aquelas observadas para o ponto de máxima tensão desviatória. Em geral este último localiza-se um pouco abaixo da envoltória de ruptura modificada definida pela série total de ensaios segundo o critério de $(\sigma_1'/\sigma_3')_{m\bar{a}x}$.

Até 1% de deformação observam-se mobilizações de resistências bem variadas (entre 50 e 90% de $\sigma_{dm\bar{a}x}$), contudo, para ϵ_a de até 5%, 80 a 100% da resistência já se encontra mobilizada.

TIPO VI-A : Diferencia-se do tipo anterior pelo fato de que, uma vez atingido o ponto onde (σ_1'/σ_3') é máximo, a trajetória de tensões efetivas desenvolve-se longamente sobre a envoltória de resistência até que $\sigma_{dm\bar{a}x}$ seja alcançado.

Também nesse comportamento ϵ_a corresponde à relação máxima de tensões efetivas é bem menor que aquele observado para o ponto de tensão desviatória máxima.

A mobilização de resistência é bastante variável nos diversos ensaios analisados. Até 1% de deformação, verificam-se mobilizações de 15 a 50% da resistência máxima registrada; enquanto que para $\epsilon_a = 5\%$, essa porcentagem varia entre 45 e 95%.

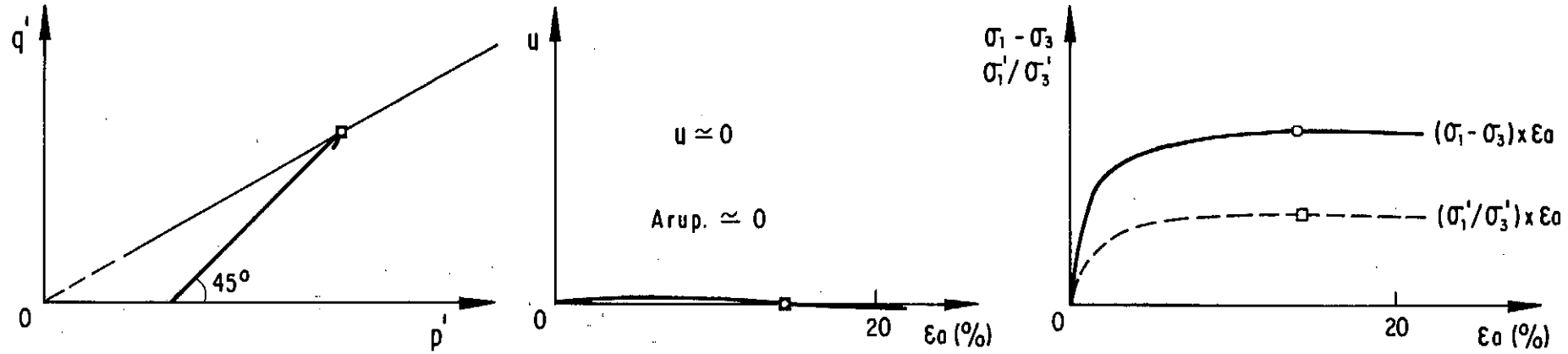
A tendência dilatante neste comportamento é bastante pronunciada, tendo-se obtido para o parâmetro A na ruptura, valores entre -0,10 e -0,35.

TIPO VII : A trajetória de tensões efetivas apresenta a feição inicial daquela verificada para o comportamento tipo VI-A, sem contudo chegar a desenvolver-se sobre a envoltória de ruptura.

De maneira geral, para 1% de deformação já se encontram mobilizados 90 a 100% da resistência máxima alcançada. A ruptura pelos critérios de $(\sigma_1/\sigma_3)_{\max}$ e $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ ocorre para ϵ_a muito próximos ou iguais, que normalmente não ultrapassam os 6%.

As poro-pressões geradas ao longo do ensaio situaram-se no ramo positivo, registrando-se A_{rup} entre zero e +0,30.

TIPO I



TIPO II

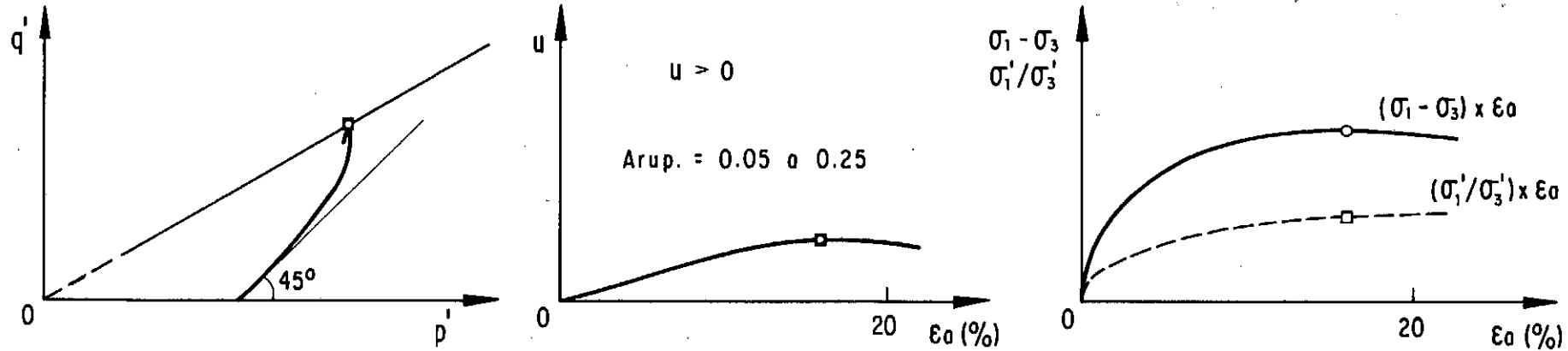
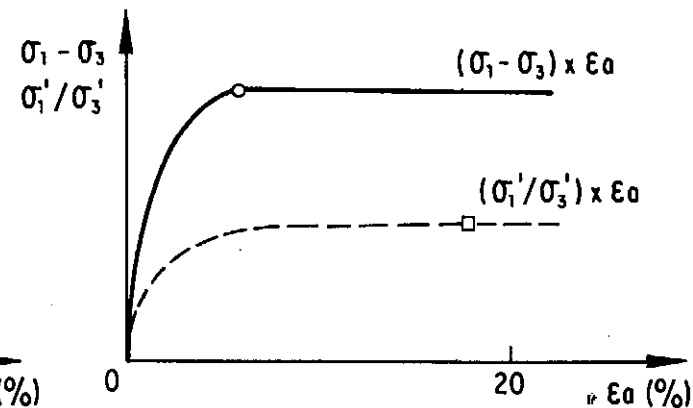
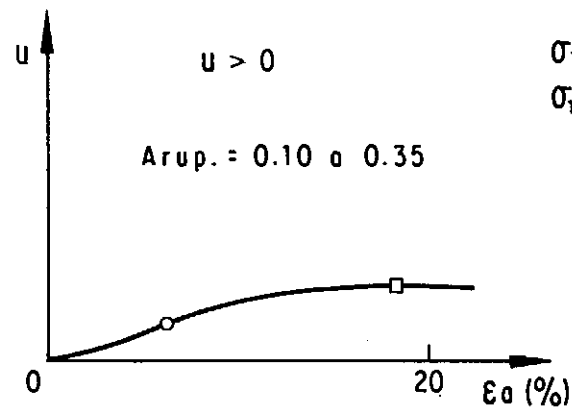
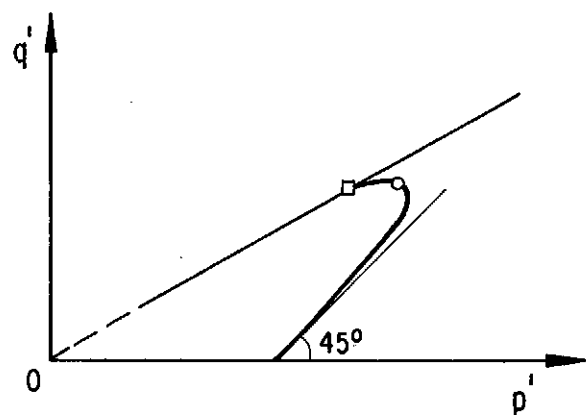


FIG. VI.4 - COMPORTAMENTOS TÍPICOS I e II.

TIPO II - A



TIPO III

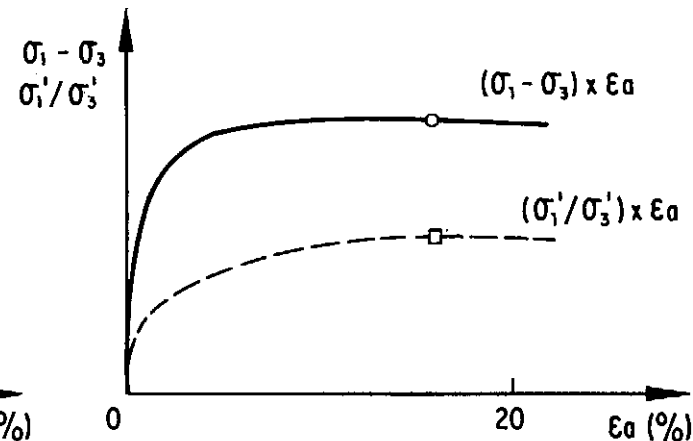
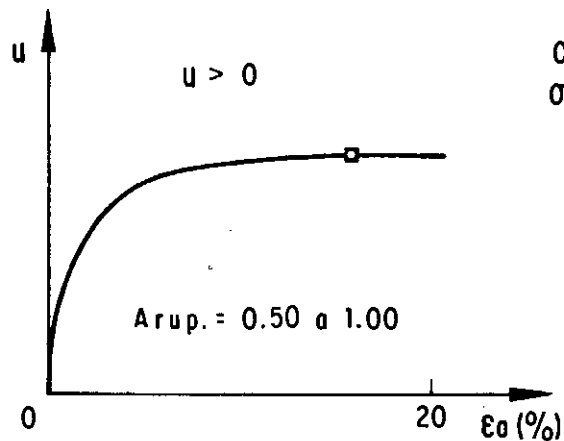
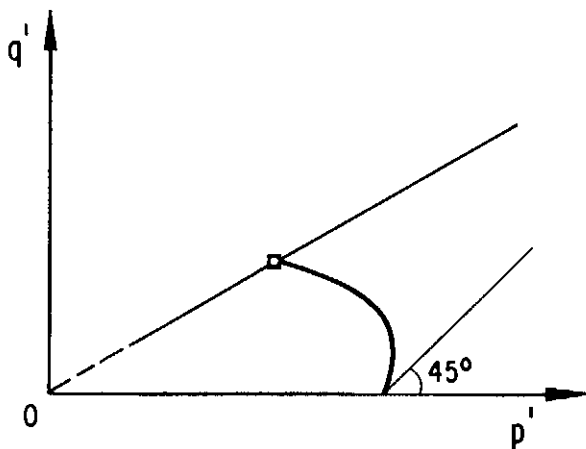


FIG. VI.5 - COMPORTAMENTOS TÍPICOS II-A e III.

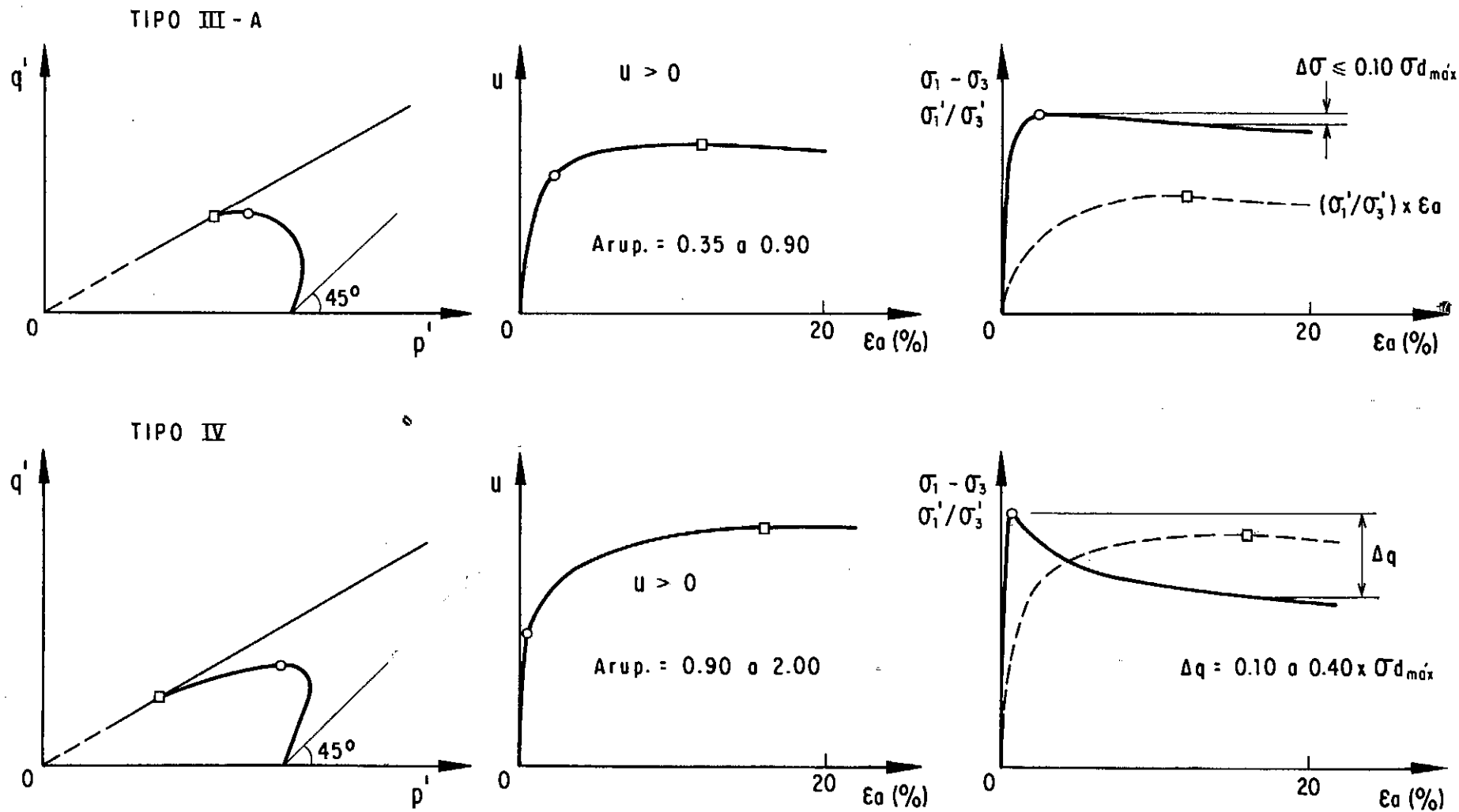
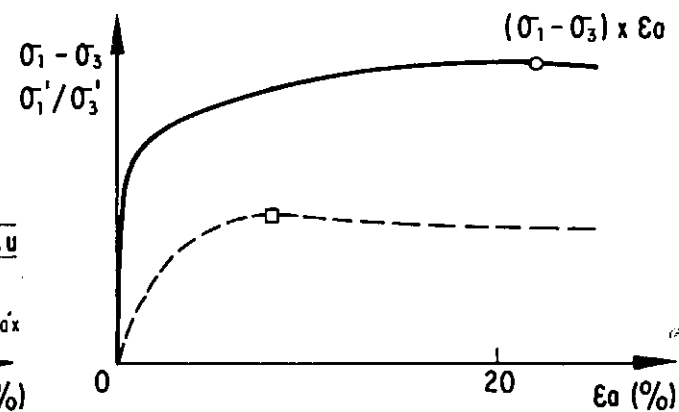
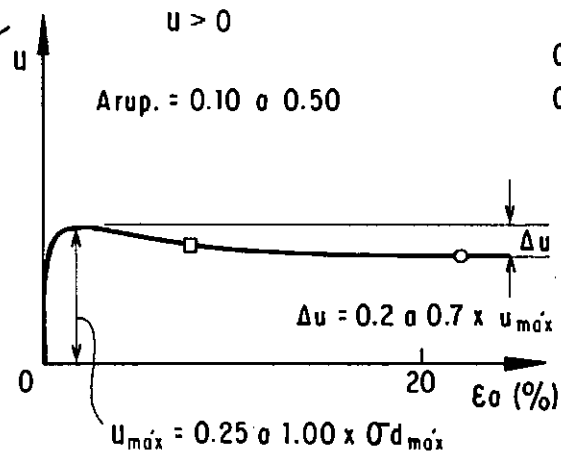
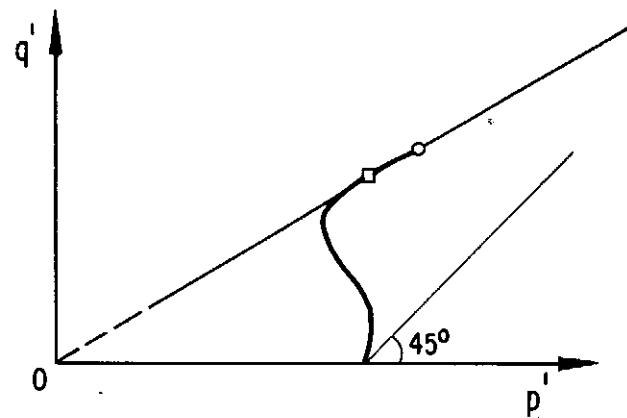


FIG. VI.6 - COMPORTAMENTOS TÍPICOS III-A e IV.

TIPO V



TIPO V-A

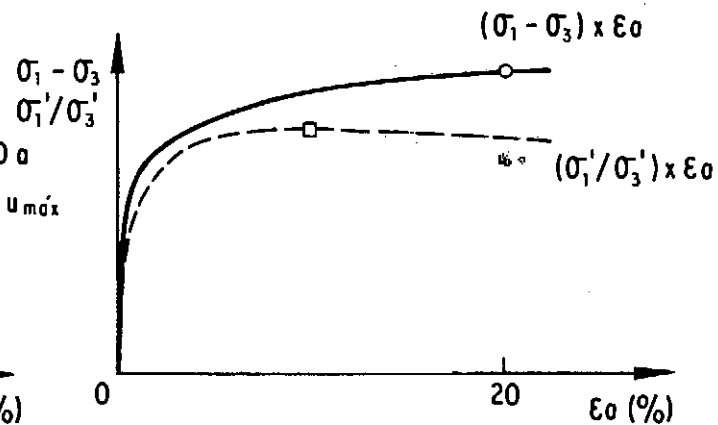
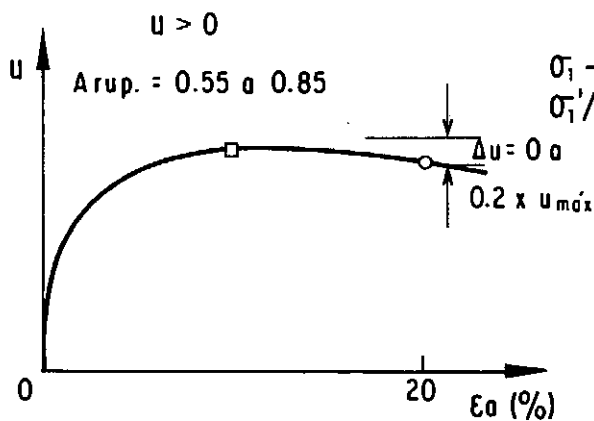
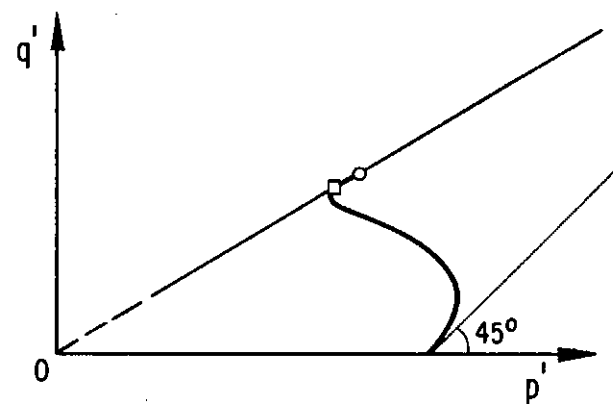
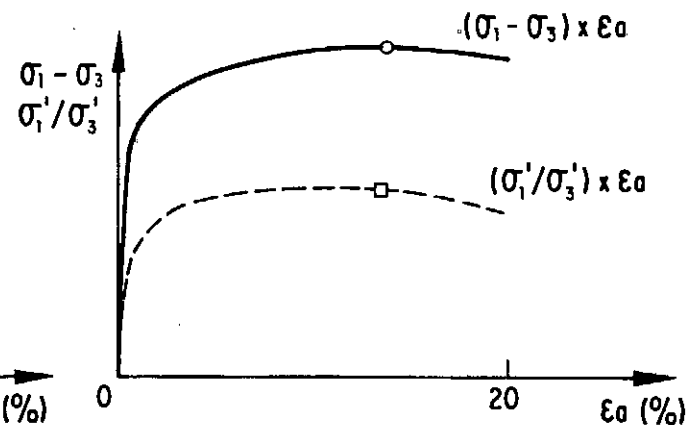
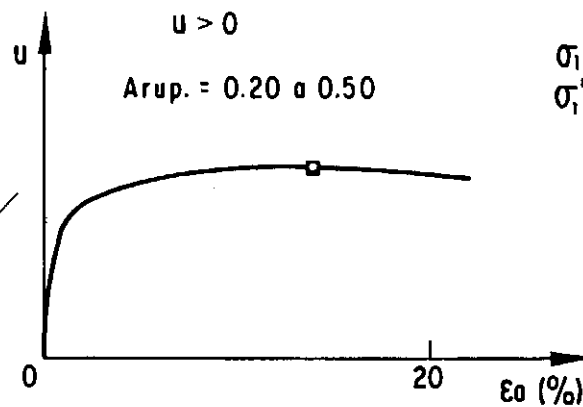
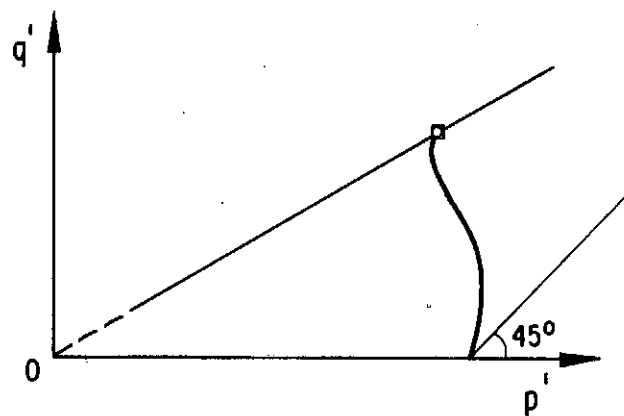


FIG. VI.7 - COMPORTAMENTOS TÍPICOS V e V-A.

TIPO V-B



TIPO VI

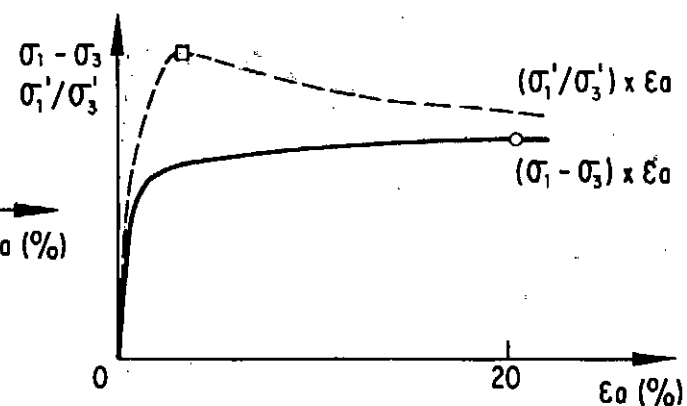
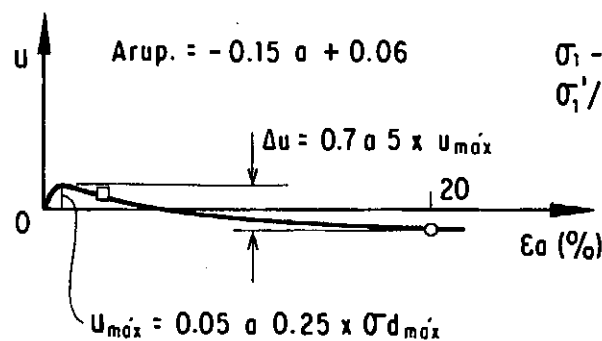
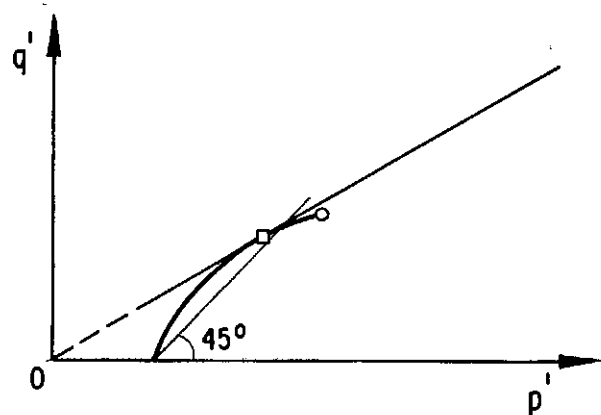


FIG. VI.8 - COMPORTAMENTOS TÍPICOS V-B e VI.

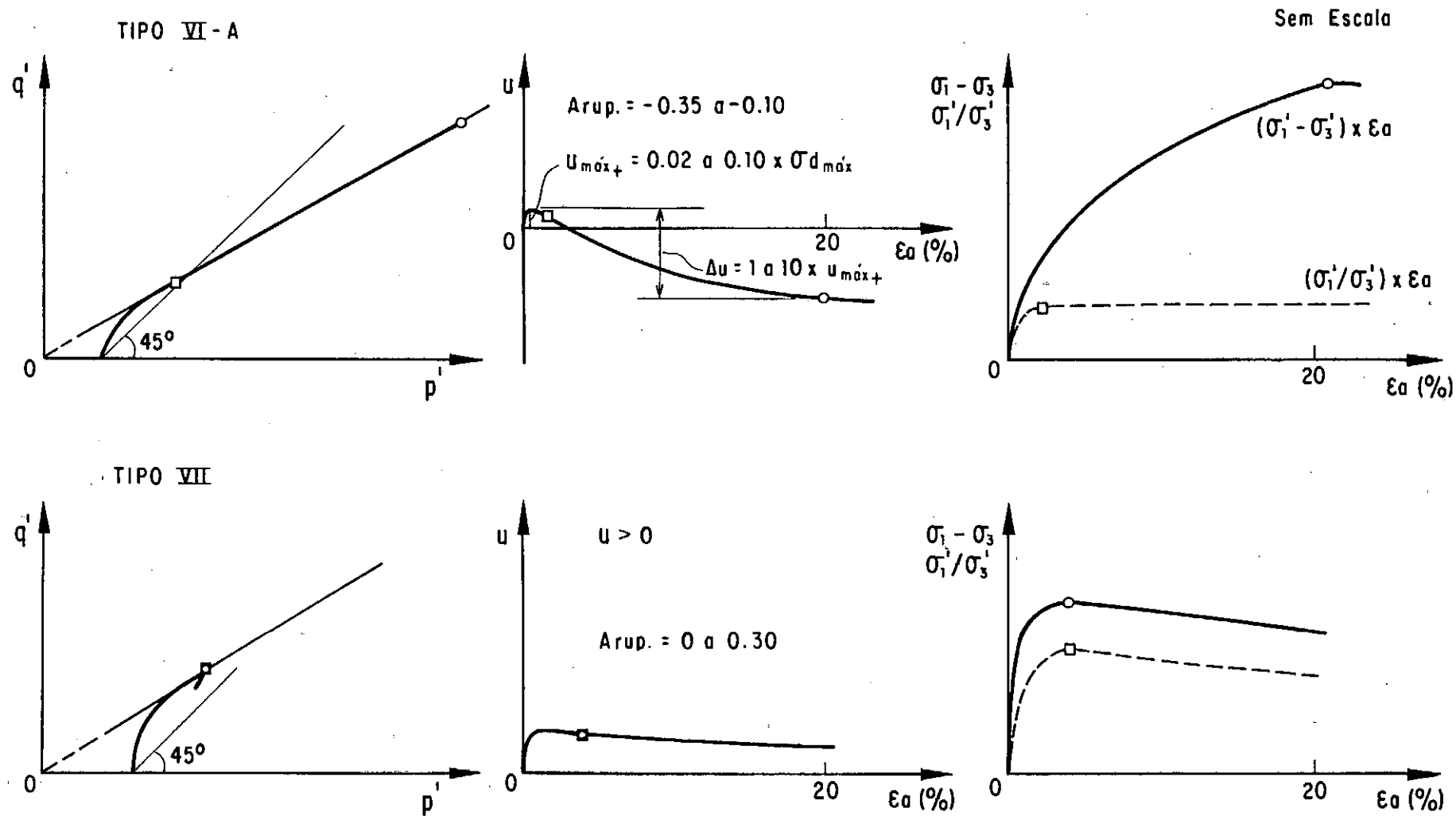


FIG. VI.9 - COMPORTAMENTOS TÍPICOS VI - A e VII.

VI.2.2 Interrelação entre os Comportamentos Típicos e os Solos e Ensaios Analisados

No Anexo 3 estão reunidas informações sobre os solos e ensaios classificados dentro de cada comportamento típico.

A fim de exemplificar os dados contidos neste anexo, são apresentados nas Figuras VI.10 a VI.61 exemplos reais, para diversos solos, dos resultados de ensaios triaxiais.

Tanto estes gráficos como as tabelas encontram-se ordenados por grupo de solo, segundo a classificação apresentada no Capítulo V.

A seguir são resumidas algumas das características dos comportamentos observados em função do tipo de solo, condições de moldagem do corpo de prova e execução dos ensaios.

Comportamento Tipo I : típico de ensaios \overline{UU} e \overline{CU} . Ocorre para praticamente todos os solos estudados, em ensaios sob confinantes baixas a médias ($0,5$ a 4 kg/cm^2) realizados sobre corpos de prova moldados em laboratório ou de amostras indeformadas, com graus de compactação variando de 93 a 105% e desvios de umidade entre $-0,10$ e $+0,10$ da umidade ótima.

Em solos mais plásticos como os colúvios lateríticos de basalto, ocorre apenas em amostras moldadas com umidades iguais ou inferiores à ótima. Nos mais arenosos e siltosos (colúvios lateríticos arenosos, alguns saprolíticos e transportados) ocor

re também para confinantes mais elevadas de 6 a 10 kg/cm², em corpos de prova com desvios de umidade iguais ou menores que zero.

Quanto às deformações específicas axiais, verifica-se que o solo de Porto Primavera - margem esquerda (solo mais arenoso estudado) alcança menores valores na ruptura que os demais solos. É interessante notar que esse tipo de comparação é efetuado apenas entre ensaios com tensões confinantes próximas.

Em regra geral, nota-se uma tendência de quanto maior a tensão confinante aplicada, maior o $\epsilon_{a \text{ rup}}$ obtido. Também nesse caso, compara-se corpos de prova de um mesmo solo, submetidos ao mesmo tipo de ensaio e moldados nas mesmas condições de umidade e densidade.

Para a totalidade dos ensaios analisados, observa-se que $\epsilon_{a \text{ rup}}$ varia de 5 a 30%, sendo mais frequentes os valores situados entre 10 e 20%.

Obviamente, o comportamento tipo I é aquele que também representa a totalidade dos ensaios tipo CD, independentemente das tensões confinantes e características de compactação das amostras. Nas Figuras VI.14, VI.15, VI.16, VI.19, VI.21 e VI.26, entre outras, são apresentados exemplos desse comportamento para diversos solos.

Comportamento Tipo II : também típico de ensaios \overline{UU} e \overline{CU} . A faixa de ocorrência das tensões confinantes é superior à do tipo I, situando-se na maioria dos casos, entre 3 e 6 kg/cm². O GC varia nos ensaios analisados entre 94 e 102% e Δh entre -0,10 e +0,10 de h_{ot} , podendo as amostras serem compactadas em laboratório ou oriundas de compactação de campo.

Em solos mais argilosos, como nos colúvios lateríticos de basalto de Três Irmãos e Itaipu, é encontrado para confinantes mais baixas da ordem de 1 e 2 kg/cm², com GC entre 95 e 98% e umidades em torno de $\pm 0,10 h_{ot}$. Este fato também é verificado para o solo de Itaparica, tendo neste caso o GC variado entre 97 e 100% e a faixa de umidades permanecido a mesma.

Praticamente todos os solos apresentam $\epsilon_{a \text{ rup}}$ entre 10 e 20%. Para confinantes de 3 a 6 kg/cm² não se observam mudanças significativas neste parâmetro. Contudo, corpos de prova ensaiados com confinantes de 1 e 2 kg/cm² rompem com deformações um pouco menores que as dos demais ensaios.

Não se verifica relação entre o tipo de solo e a magnitude de deformações alcançada na ruptura.

Como pode ser notado nos exemplos das Figuras VI.14, VI.15, VI.17, VI.18, VI.24, VI.27 e VI.28, entre outras, o comportamento tipo II é frequentemente antecedido pelo comportamento tipo I para menores tensões confinantes.

Comportamento Tipo II-A : ainda característico de ensaios \overline{UU} e \overline{CU} , apresentando-se sobretudo em ensaios sobre corpos de prova com unidades iguais ou acima da ótima. Não é um comportamento tão comum como o tipo II, tendo sido encontrado em apenas alguns tipos de solos (ver tabelas 12 e 13 do Anexo 3).

De maneira geral, ocorre para médias a altas pressões, σ_3 entre 6 e 15 kg/cm², embora nos solos de Itaipu e Itaparica tenha sido constatado também para confinantes de 1 e 2 kg/cm².

É bastante comum que este comportamento venha subsequente ao comportamento tipo II - vide Figuras VI.16 e VI.33, por exemplo.

ϵ_a para $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ ocorre para uma ampla faixa de valores (3 a 21%), sendo mais freqüentes os valores em torno de 10%, enquanto que para o ponto de $(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{\max}$ observam-se, na grande maioria dos casos, ϵ_a entre 15 e 25%.

Nos poucos casos onde é possível efetuar-se essa análise, verifica-se que maiores confinantes geraram maiores ϵ_a rup. Pelo Anexo 3 observa-se, contudo, que não se dispõe de um número de ensaios suficiente para uma efetiva conclusão sobre o assunto.

Também nesse comportamento não se verificam relações entre a magnitude de ϵ_a rup e o tipo de solo.

Comportamento Tipo III : comportamento observado primordialmente em ensaios \overline{CU}_{sat} mas também, presente em alguns ensaios \overline{UU} e \overline{CU} de solos coluvionares (basalto e argilito) e saprolíticos (basalto).

Independentemente do tipo de ensaio, as tensões confinantes situam-se entre 4 e 8 kg/cm² à exceção de 8 ensaios (solo de Itaparica) do total de 61 analisados em que constata-se σ_3 de 1 e 2 kg/cm².

Em amostras moldadas em laboratório e submetidas a ensaios \overline{CU}_{sat} ocorre, tanto para umidades acima quanto abaixo da ótima. Em ensaios não saturados é observado apenas para desvios de umidade maiores que zero.

Amostras indeformadas de Nova Avanhandava apresentaram comportamento tipo III apenas para $\Delta h > 0$ e sob confinantes de 6 a 8 kg/cm².

As deformações para $(\sigma_1 - \sigma_3)_{m\acute{a}x}$ e $(\sigma_1'/\sigma_3')_{m\acute{a}x}$ são praticamente coincidentes, situando-se em torno de 5 a 14% nos ensaios \overline{CU}_{sat} e 10 a 22% nos ensaios \overline{UU} e \overline{CU} .

Não são observadas relações entre os $\epsilon_{a\text{ rup}}$ medidos e o tipo de solo ou condição de moldagem das amostras.

Alguns exemplos deste comportamento são apresentados nas Figuras VI.47, VI.50, VI.51 e VI.53.

Comportamento Tipo III-A : típico de ensaios \overline{CU}_{sat} sobre corpos de prova de amostras moldadas em laboratório com umidades variando de -0,10 a +0,10 da umidade ótima. A faixa de variação do GC também é bastante ampla, tendo-se observado valores entre 92 e 100%.

Em colúvios lateríticos de basalto e argilito, solos saprolíticos de basalto e colúvios lateríticos arenosos ocorre para confinantes de 1 a 4 kg/cm², enquanto que em solos de gnaisse (coluvionar ou saprolítico) e nos colúvios de origem sedimentar, é observado também para confinantes mais altas de até 10 kg/cm².

A grande maioria dos ensaios \overline{CU}_{sat} apresenta $\epsilon_{a\text{ rup}}$ para $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ entre 1 e 5% e para $(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{\max}$ em torno de 10%. Nos poucos ensaios UU em que este comportamento é observado, tais valores situam-se entre 3 e 8% e 10 a 20% respectivamente. Nestes casos, pôde-se notar que normalmente os corpos de prova têm umidades bem acima da ótima.

Também nesse caso não são observadas variações significativas de $\epsilon_{a\text{ rup}}$ nem em função do nível de tensões confinantes, nem em função do tipo de solo ou moldagem do corpo de prova.

Nas Figuras VI.16, VI.38, VI.41, VI.50, VI.53, VI.60 e VI.61 encontram-se exemplos deste comportamento.

Comportamento Tipo IV : observado basicamente em ensaios \overline{CU}_{sat} realizados sobre amostras compactadas em laboratório de colúvios lateríticos arenosos de Rosana sob confinantes de 3 a 6 kg/cm².

Com base nas informações resumidas no Anexo 3, pode-se notar que são largas as faixas de ocorrência de GC e Δh (92 a 98% e -0,2 a +0,2 x h_{ot} , respectivamente), ou seja, o comportamento é observado não somente em amostras menos resistentes (baixo GC e alto h) mas também naquelas moldadas no ramo seco da curva de compactação e com elevado GC.

ϵ_a é no máximo igual a 1% para $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ e varia de 6 a 20% para $(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{\max}$ (ver exemplos das Figs. VI.43 e VI.44), não se verificando relações entre este parâmetro e as condições de moldagem das amostras ou tensões confinantes aplicadas.

Alguns poucos ensaios \overline{CU}_{sat} no colúvio laterítico de basalto de Itaipu e no colúvio de sedimentos da área 5 de Tucuruí também manifestam este comportamento, não sendo nestes casos encontrados em ensaios com umidades abaixo da ótima (exemplos nas Figuras VI.38 e VI.61).

Ensaio em amostras indeformadas não apresentaram este comportamento.

Comportamento Tipo V : comportamento muito comum em ensaios \overline{CU}_{sat} tanto em amostras moldadas em laboratório como nas indeformadas provenientes da compactação de campo. Encontrado em diversos ensaios dos colúvios lateríticos de basalto, migmatitos da bacia do rio Juquiã (tanto colúvios como solos saprolíticos), solos saprolíticos de filito e aluvião de Manso, dentre outros.

O grau de compactação varia de 95 a 98% nas amostras deformadas e 97 a 105% nas indeformadas. A faixa de variação de Δh é $\pm 0,10 h_{ot}$ nos dois casos.

Na maioria dos casos este comportamento sucede os tipos VI e VI-A, sendo comum sobretudo em níveis de tensões confinantes entre 2 e 8 kg/cm².

É interessante notar que alguns solos que apresentam comportamentos tipo III a IV quando ensaiados com amostras compactadas em laboratório, apresentam comportamento V em ensaios com amostras indeformadas.

As deformações na ruptura variam em geral de 3 a 13% pelo critério de $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{m\bar{a}x}$ e de 10 a 25% para $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{m\bar{a}x}$. Não se verificam correlações destes valores com σ_3 , GC, Δh ou tipo de solo.

Alguns ensaios \overline{UU} e \overline{CU} notadamente sobre amostras indeformadas também apresentam este comportamento. GC, Δh e σ_3 nestes casos estão dentro das mesmas faixas definidas para os ensaios \overline{CU}_{sat} , o mesmo podendo ser afirmado para as deformações na rup-

tura.

Exemplos deste comportamento encontram-se apresentados nas Figuras VI.11, VI.22, VI.30, VI.35, VI.45, VI.49, VI.52, VI.55, VI.58 e VI.59.

Comportamento Tipo V-A : encontrado somente em ensaios \overline{CU}_{sat} e na grande maioria dos solos para amostras com umidades acima da ótima.

É observado tanto em amostras moldadas em laboratório, como naquelas indeformadas do maciço ou de aterros experimentais.

O nível de tensões confinantes varia de 3 a 8 kg/cm² e as rupturas definidas para os critérios de $(\sigma_1'/\sigma_3')_{\max}$ e $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ ocorrem para deformações em torno de 5 a 15% e 15 a 25%, respectivamente, não se observando correlações entre este parâmetro e as tensões confinantes aplicadas, tipo de moldagem, GC, Δh ou tipo de solo estudado.

Como mostram as Figuras VI.42, VI.45, VI.49 e VI.58, é um comportamento que, em geral, sucede o comportamento tipo V para maiores confinantes.

Comportamento Tipo V-B : assim como o comportamento anterior, é típico de ensaios \overline{CU}_{sat} , sendo neste caso, observado principalmente em amostras deformadas com GC variando de 95 a 100% e Δh entre -0,10 e +0,10 h_{ot} .

As tensões confinantes variam de 3 a 8 kg/cm² e, de maneira geral, é um comportamento antecedido pelos tipos V, VI ou VII.

Não é um comportamento tão comum como o tipo V, ocorrendo de forma significativa em apenas alguns poucos solos, tais como os solos saprolíticos de mignateto, xisto e gnaissé.

Diversos ensaios sobre amostras indeformadas de Itaipu submetidas a ensaios \overline{CU} também apresentaram o comportamento tipo V-B, valendo neste caso as mesmas faixas de GC, Δh e σ_3 acima descritas.

Nas Figuras VI.11, VI.55, VI.56 e VI.57 encontram-se apresentados alguns exemplos deste comportamento.

Comportamento Tipo VI : Da mesma forma que os comportamentos tipo I e II em ensaios \overline{UU} e \overline{CU} , o comportamento VI também pode ser encontrado em praticamente todos os solos estudados submetidos a ensaios \overline{CU}_{sat} .

É típico de ensaios sob baixas confinantes, $\sigma_3 = 0,5$ a 2 kg/cm^2 . Na totalidade dos ensaios analisados, GC varia de 92 a 105% e Δh de $-0,10$ a $0,10 h_{ot}$, tendo sido constatado tanto em amostras moldadas em laboratório como em amostras indeformadas do maciço.

As deformações na ruptura situam-se entre 5 e 25% para o critério de $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}}$ e 0,5 a 7% segundo $(\sigma_1'/\sigma_3')_{\text{máx}}$.

Não se verificam relações entre a tensão confinante aplicada e $\epsilon_{a \text{ rup}}$ medido, contudo, observam-se maiores $\epsilon_{a \text{ rup}}$ para amostras compactadas no ramo úmido do que para aquelas moldadas no ramo seco. Outro fato verificado é que ensaios em colúvios lateríticos arenosos romperam sistematicamente com menores deformações que os demais solos.

Nas Figuras VI.11, VI.43, VI.45, VI.51, VI.55 e VI.57, entre outras, são apresentados exemplos deste comportamento.

É um comportamento que tanto pode anteceder comportamentos tipo V ou V-A como comportamentos tipo III ou IV.

Comportamento Tipo VI-A : É um comportamento típico de ensaios $\overline{CU}_{\text{sat}}$ muito comum e bem definido para os colúvios lateríticos arenosos de Porto Primavera - ME onde ocorre para confinantes de $0,5$ a 8 kg/cm^2 . É também bastante frequente em amostras indeformadas dos diversos solos de Tucuruí, ocorrendo nestes casos para σ_3 até 10 kg/cm^2 . Nos demais solos, assim como o tipo VI,

é encontrado primordialmente para confinantes entre 0,5 e 2 kg/cm².

Quanto à moldagem dos CP, verifica-se que o comportamento é comum tanto a amostras moldadas em laboratório quanto às aquelas retiradas de blocos indeformados do maciço. No primeiro caso, GC varia de 92 a 100% e $\Delta h = -0,10$ a $+0,10 h_{ot}$, enquanto que para as indeformadas, verificam-se GC entre 98 e 104% e Δh em geral menores ou iguais a zero.

As deformações na ruptura variam de 0,5 a 8% para $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ e 8 a 30% para $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$, não tendo-se correlacionado a magnitude deste parâmetro ao tipo de solo, nível de tensão confinante aplicada ou moldagem do corpo de prova (ver exemplos nas Figs. VI.46.a, VI.52, VI.54, VI.56 e VI.59).

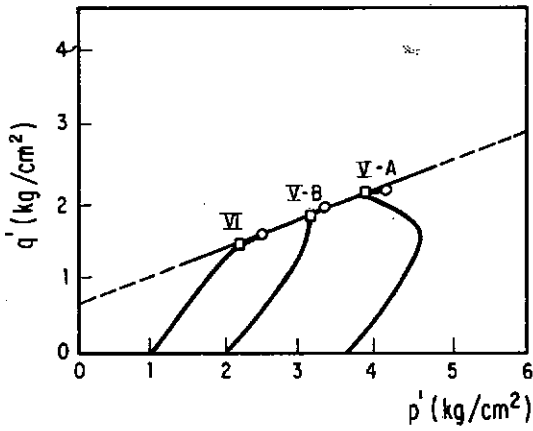
Comportamento Tipo VII : comum a ensaios \overline{CU}_{sat} sob baixas confinantes (σ_3 na maioria dos casos igual a 0,5 e 1 kg/cm²). Ocorre em diferentes solos tanto em amostras deformadas das jazidas como em algumas indeformadas do maciço, sendo contudo bem menos frequente que o comportamento tipo VI para o mesmo nível de tensões confinantes.

A faixa observada de GC é bastante ampla, registrando-se valores entre 92 e 100%, Δh entre $-0,10$ e $+0,20 h_{ot}$.

As deformações na ruptura que, em geral coincidem pelos dois critérios, variam, na maioria dos casos, entre 0,5 e 6%.

Ensaio de Rosana e Porto Primavera - colúvios lateríticos arenosos, são aqueles que apresentam as menores deformações na ruptura. Exemplos deste comportamento podem ser encontrados nas Figuras VI.41, VI.44, VI.53 e VI.60.

COMPACT.: GC = 97% , $\Delta h = +0,5\%$
Estática



COMPACT.: GC = 95% , $\Delta h = +2\%$
Estática

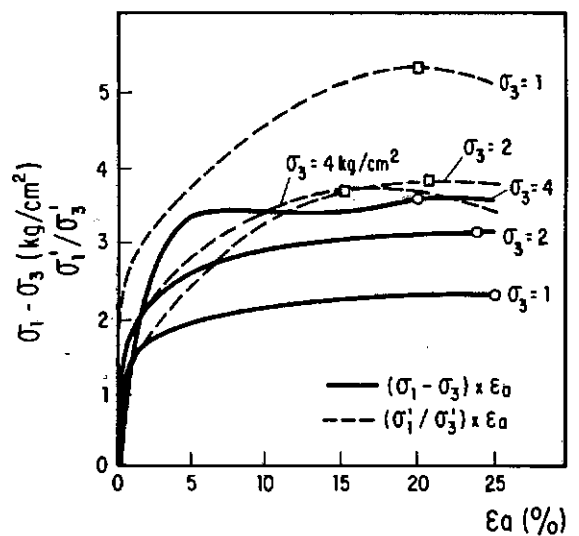
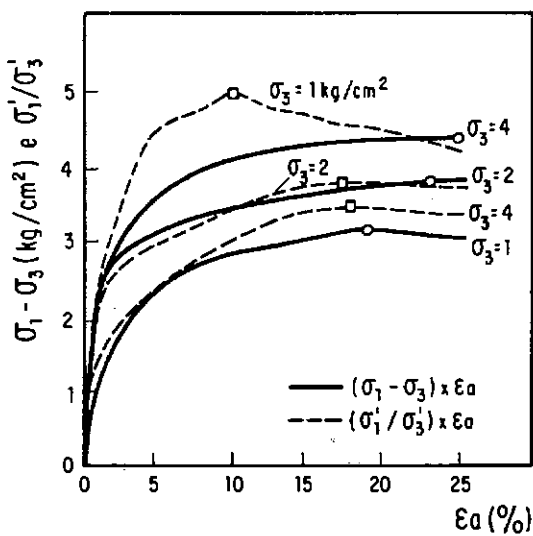
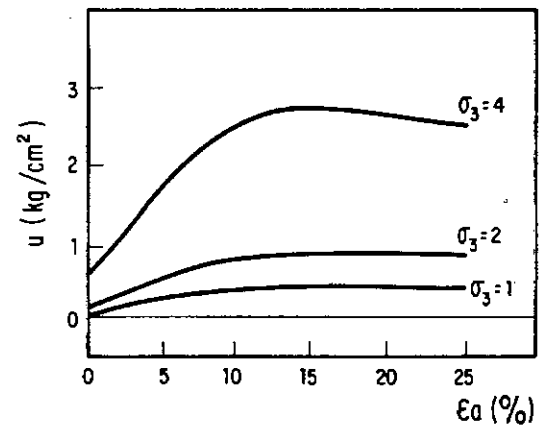
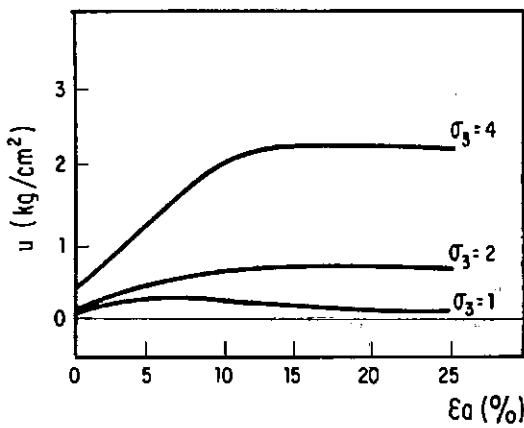
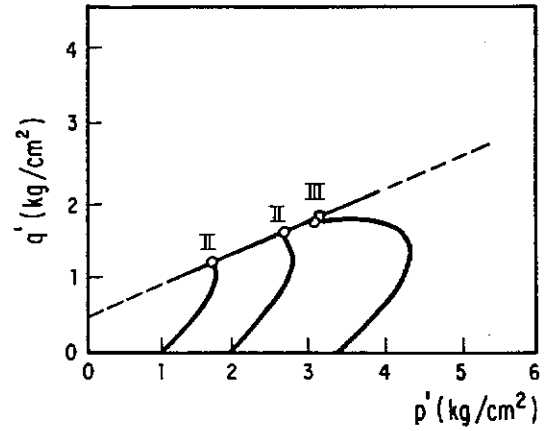


FIG. VI.10 - Ensaios \overline{UU} - Compactação de Laboratório
Colúvio Laterítico de Basalto - Itaipu.

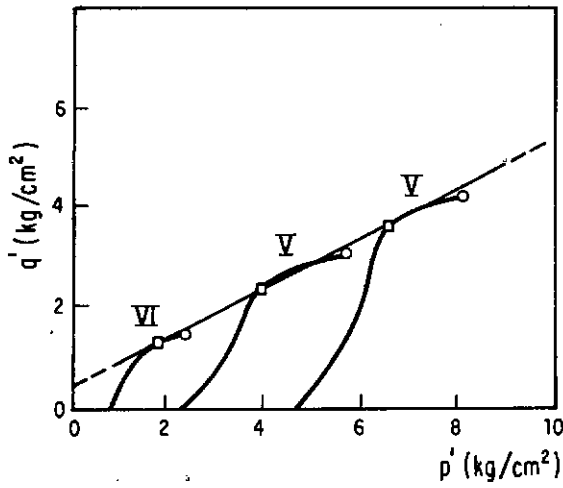
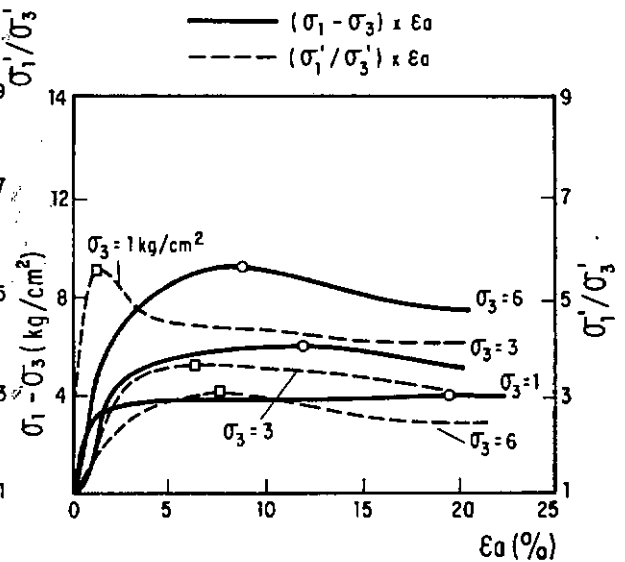
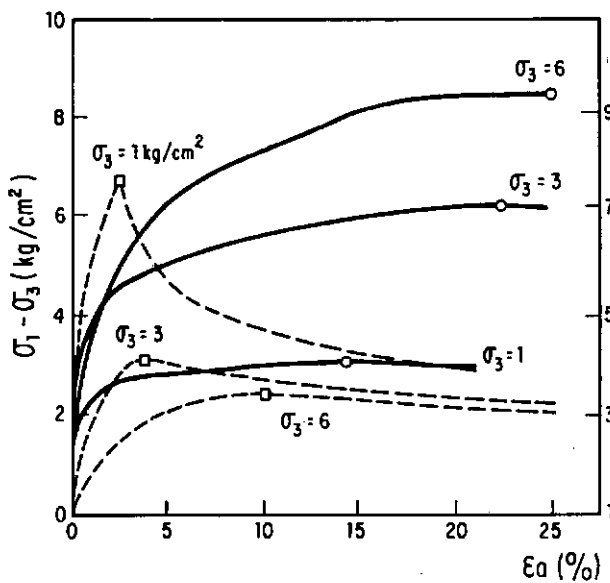
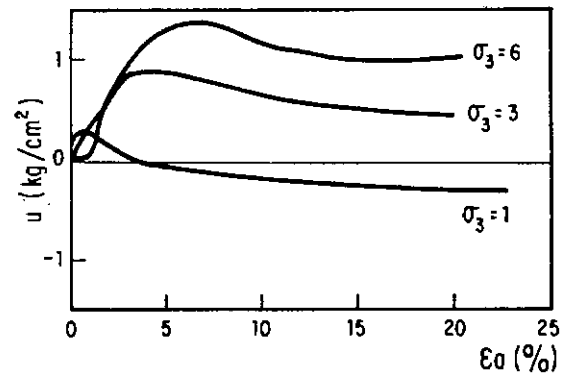
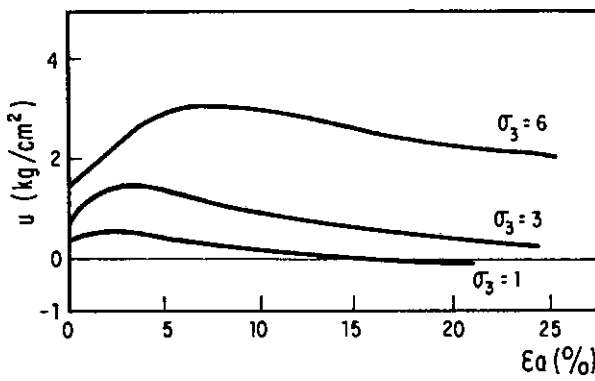
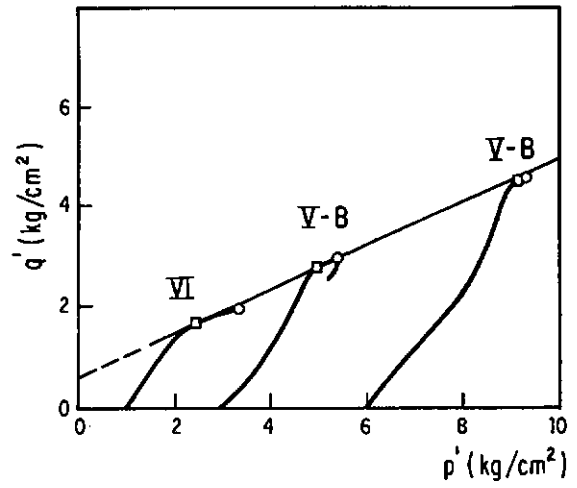
ENSAIOS \overline{UU} COMPACT.: GC = 99% , $\Delta h = +0.6\%$ ENSAIOS \overline{CU} COMPACT.: GC = 105% , $\Delta h = +2\%$ 

FIG. VI.11 - Ensaios \overline{UU} e \overline{CU} - Compactação de Campo
Colúvio Laterítico de Basalto - Itaipu.

COMPACTAÇÃO: GC = 98% , $\Delta h = -1,5\%$
Pisoteamento

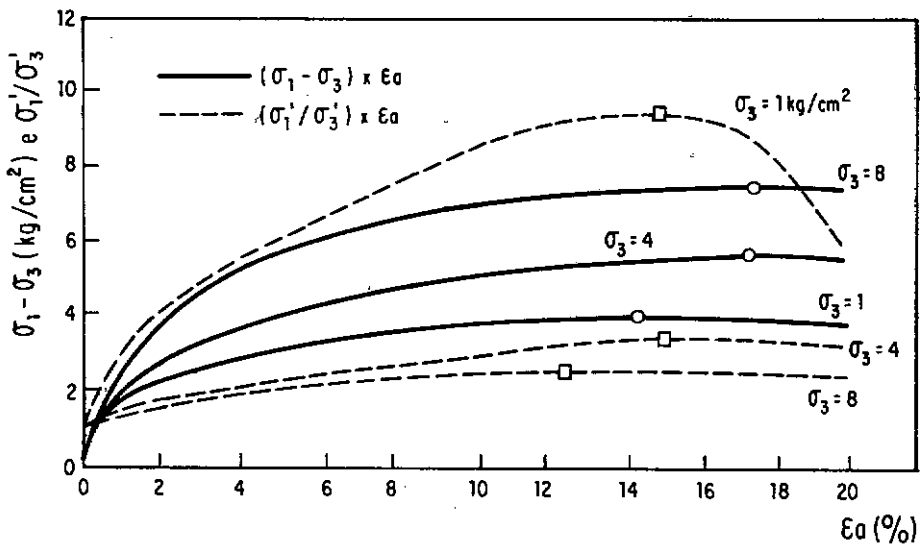
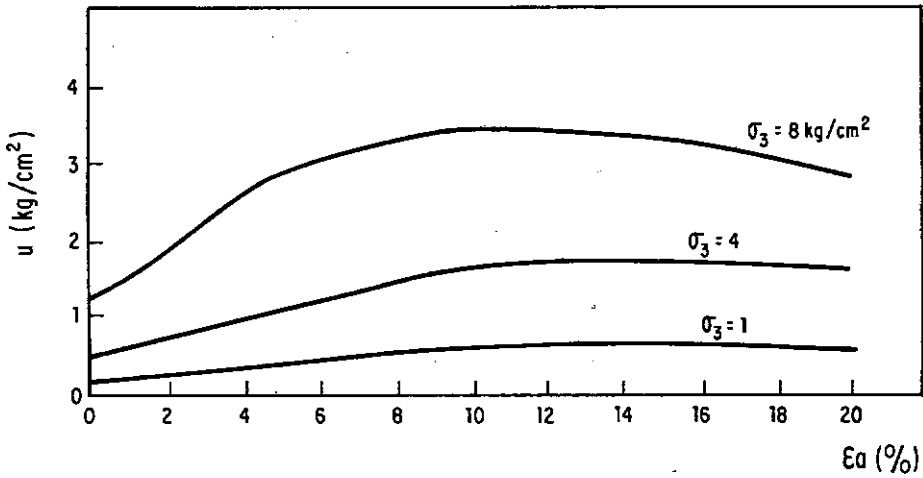
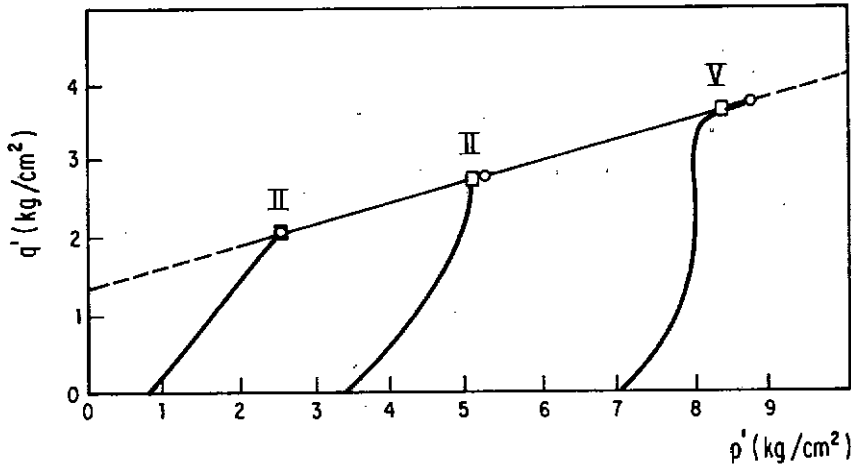


FIG. VI.12 - Ensaios UU - Compactação de Laboratório
Colúvio Laterítico de Basalto - Três Irmãos.

COMPACTAÇÃO: GC = 100% , $\Delta h = 0$
Estática

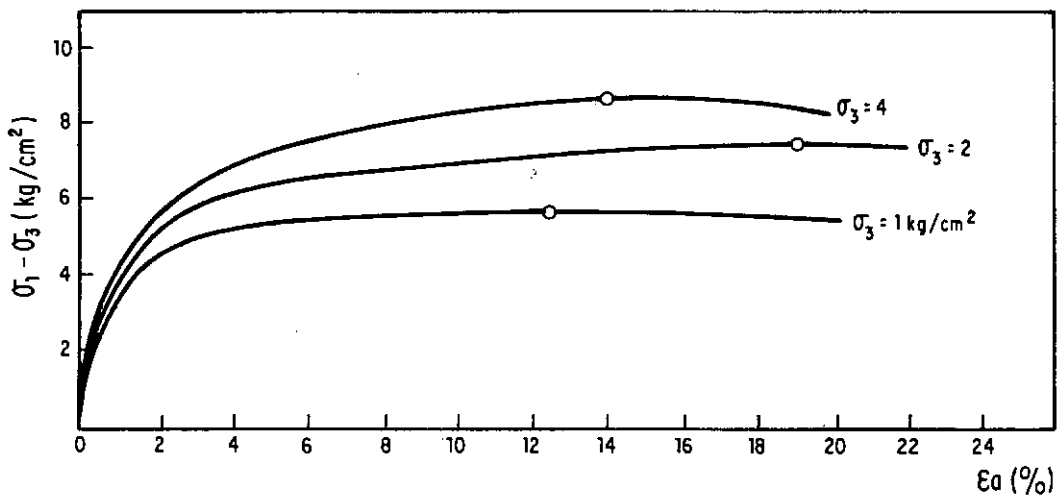
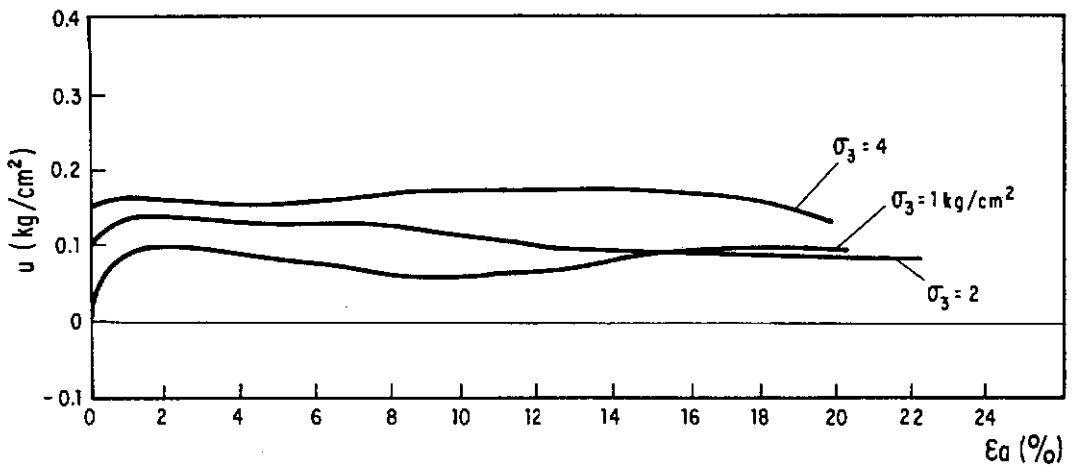
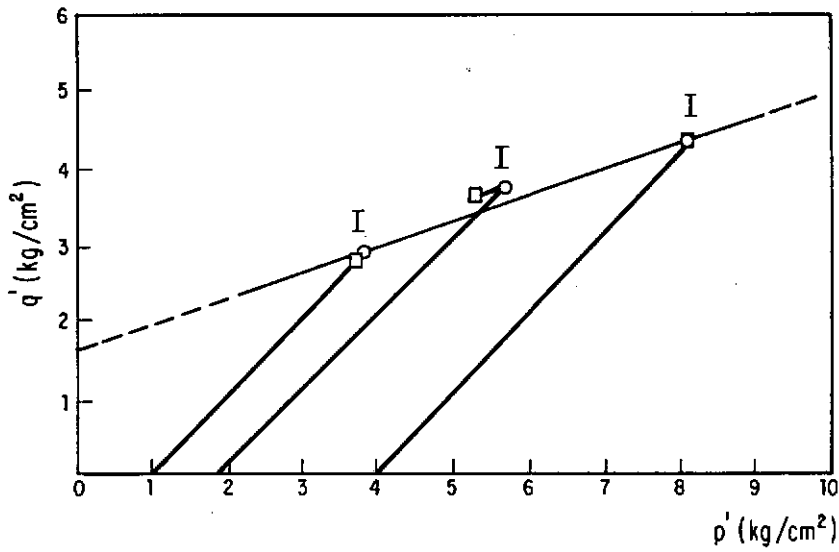


FIG. VI.13 - Ensaios \overline{UU} - Compactação de Laboratório
Colúvio Laterítico de Gnaiss - Euclides do Cunha.

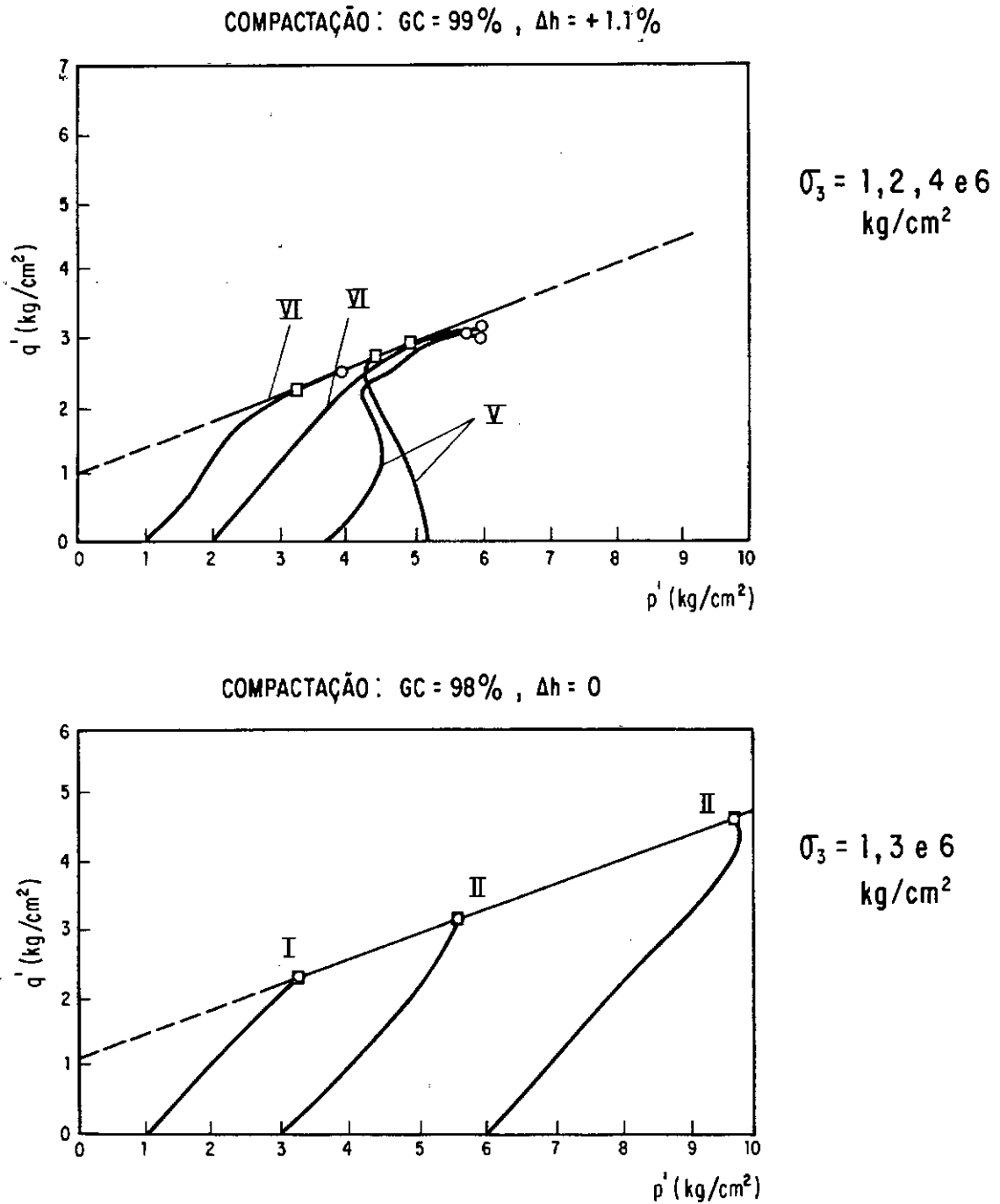


FIG. VI.14 - Ensaios \overline{UU} - Compactação de Campo
Colúvio Laterítico de Gnaiss - Paralbuna/Paraitinga.

COMPACTAÇÃO : GC = 95% , $\Delta h = -2.5\%$
Pisoteamento

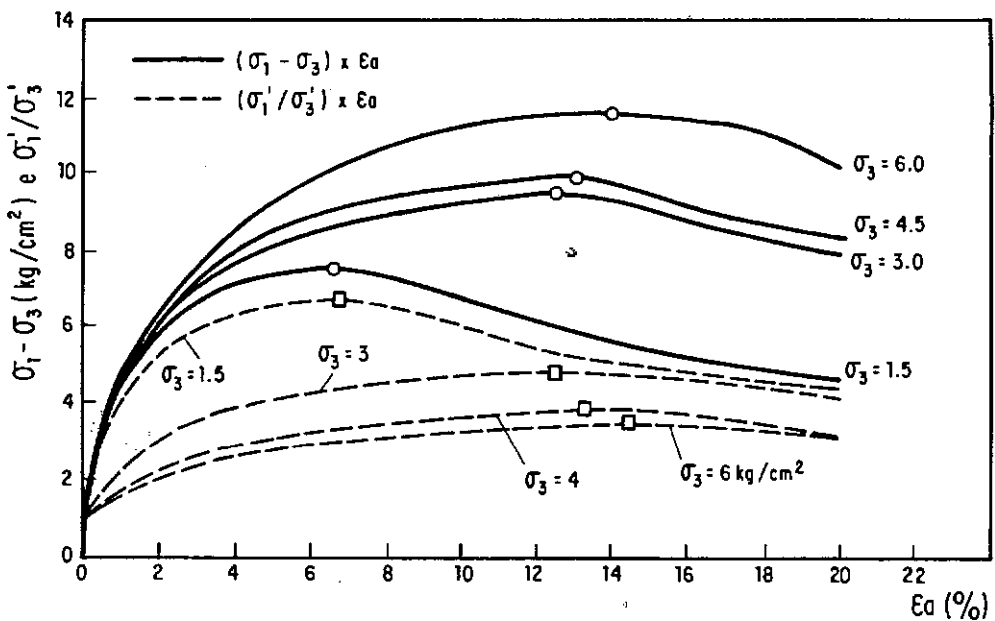
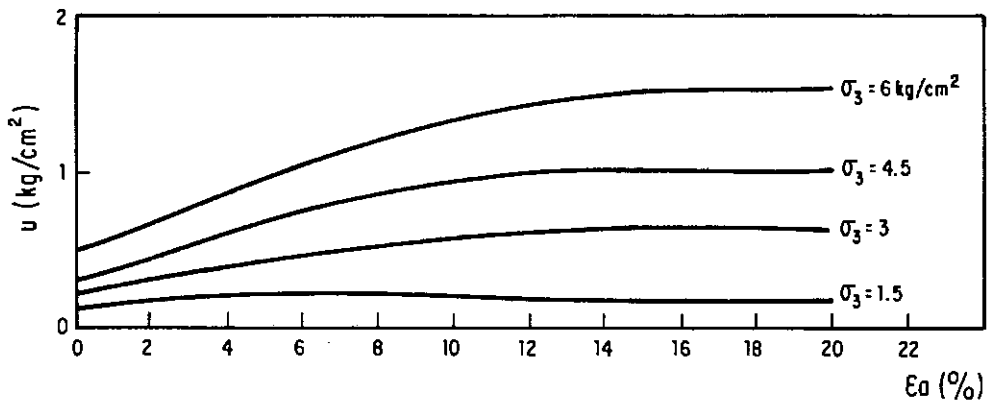
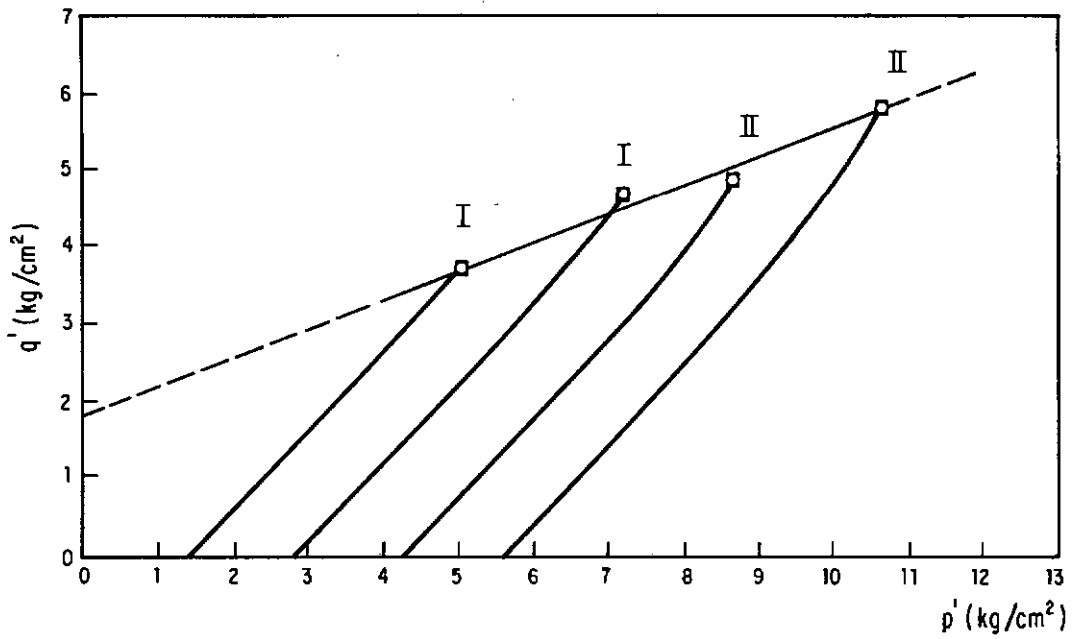
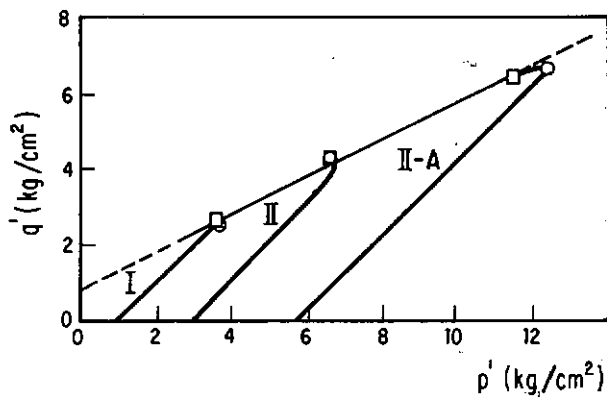


FIG. VI. 15 - Ensaios UU - Compactação de Laboratório
Colúvio Laterítico de Migmatito - Aproveitamento
do Rio Juquia' (eixo B - 2).

COMPACT.: GC = 95% , $\Delta h = -1\%$
Estática



COMPACT.: GC = 98% , $\Delta h = +1\%$
Estática

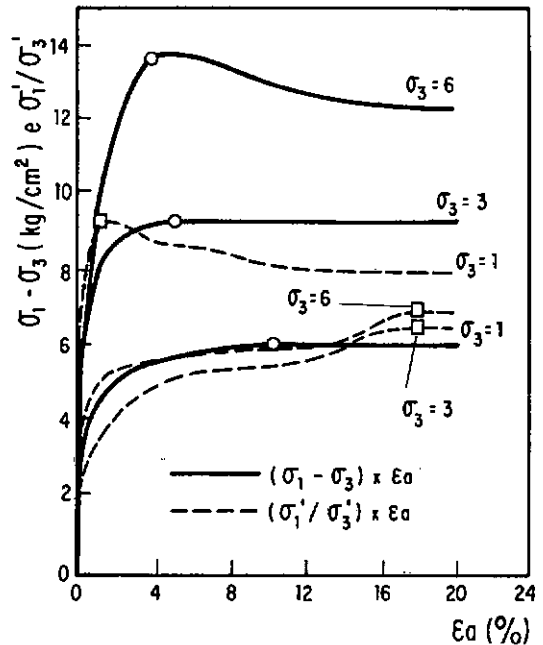
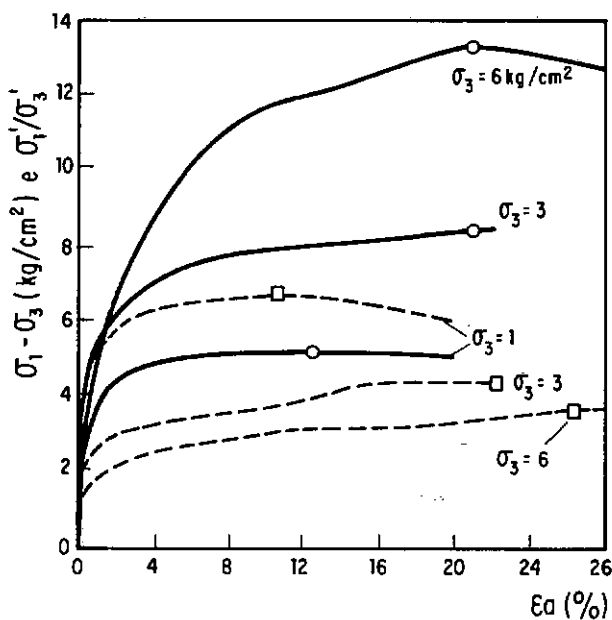
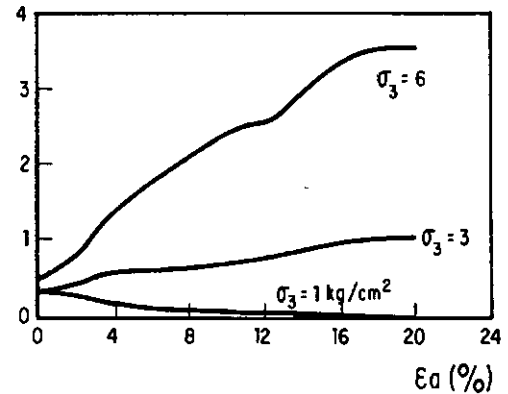
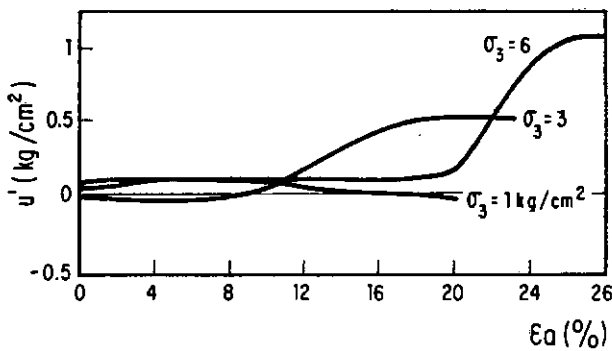
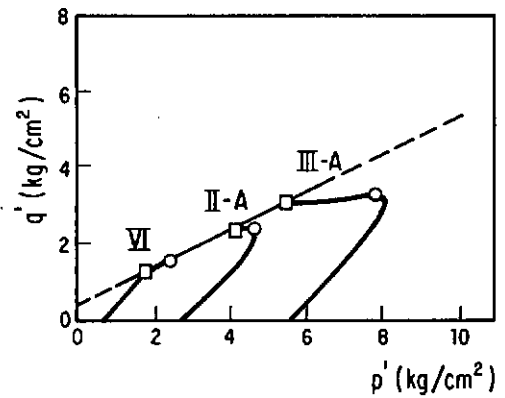


FIG. VI.16 - Ensaios \overline{UU} - Compactação de Laboratório
Colúvio Laterítico de Arenito - Rosana (poço 104).

COMPACTAÇÃO : GC = 95% , $\Delta h = +2\%$
Estática

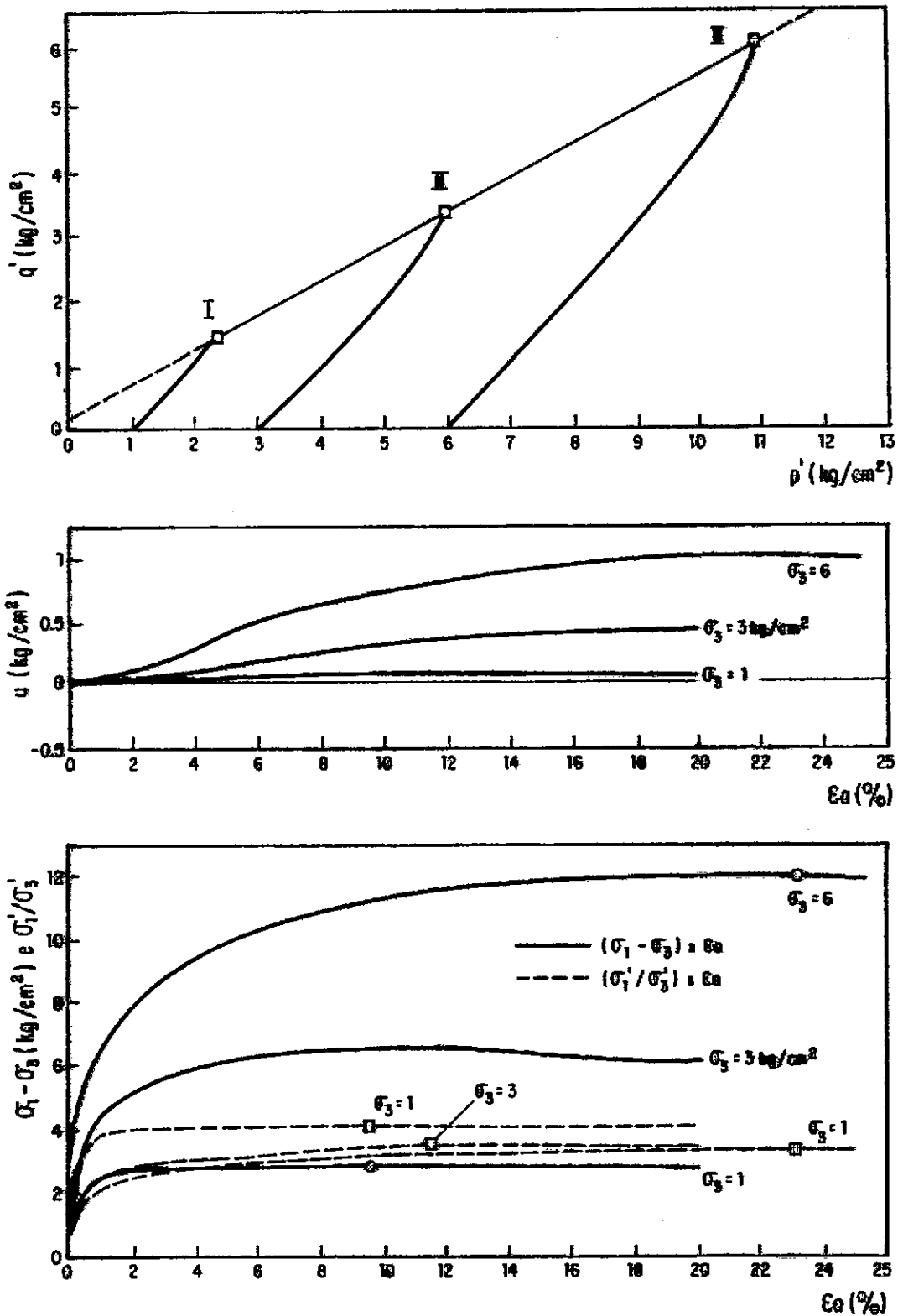


FIG. VI.17 - Ensaios \overline{CU} - Compactação de Laboratório
Colúvio Laterítico de Arenito - Rosana (poço 110).

COMPACTAÇÃO: GC = 92% , $\Delta h = +2\%$

Pisoteamento

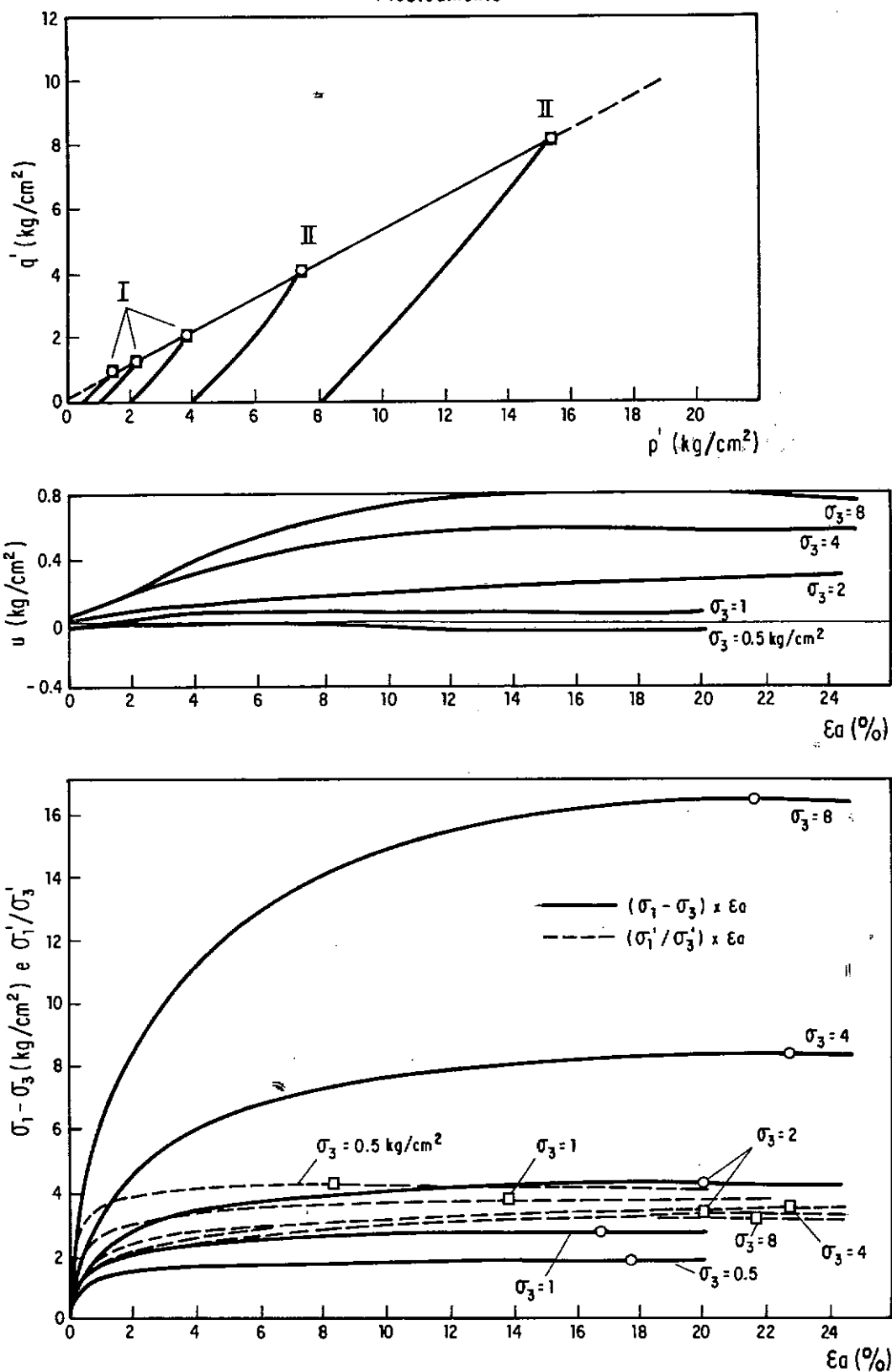


FIG. VI.18 - Ensaio \overline{CU} - Compactação de Laboratório
Colúvio Laterítico de Arenito - Porto Primavera (M.D.)

COMPACTAÇÃO: $G = 98\%$, $\Delta h = \pm 0.5\%$

Pisoteamento

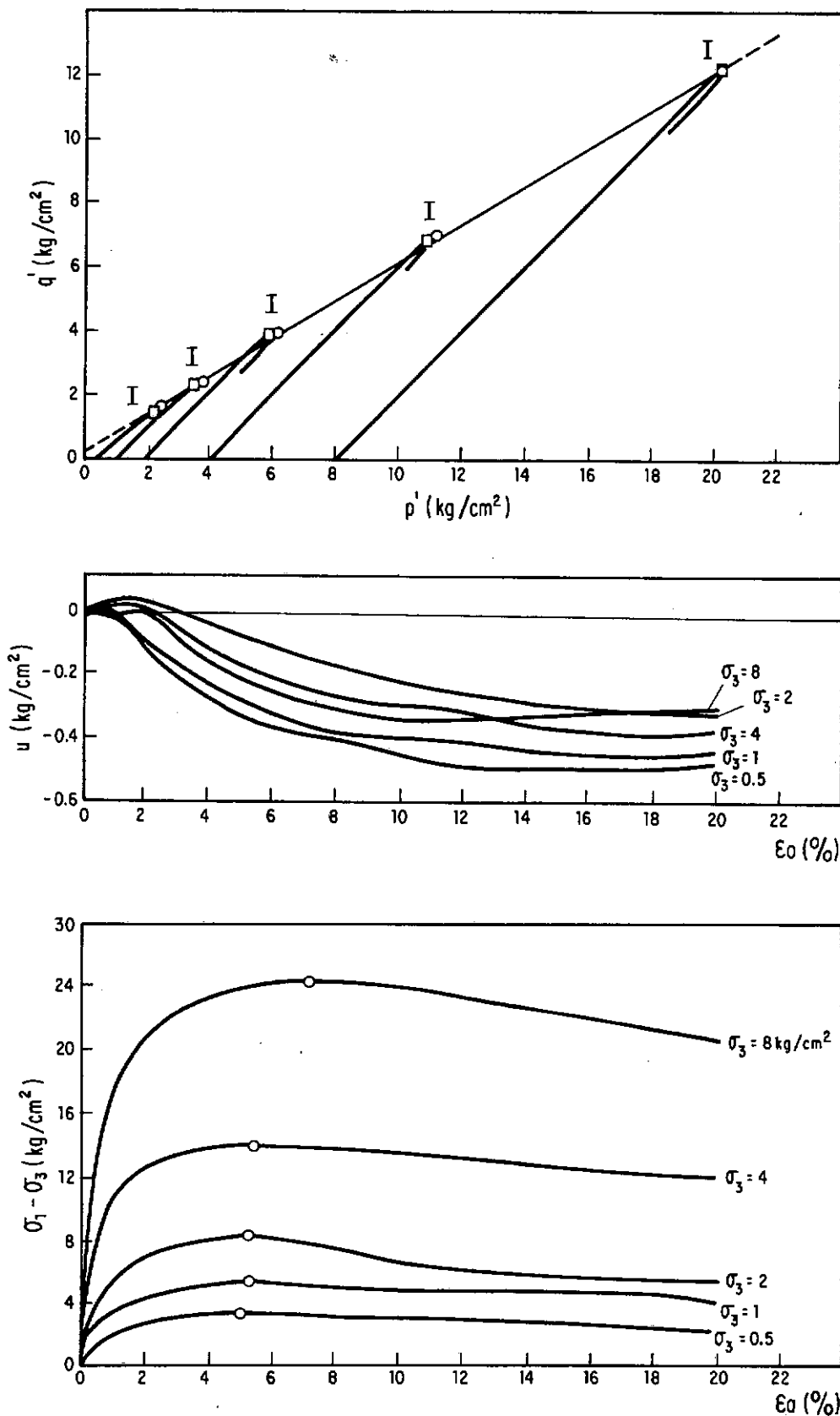


FIG. VI. 19 - Ensaios $\bar{C}U$ - Compactação de Laboratório
Colúvio Laterítico de Arenito - Porto Primavera (M.E.).

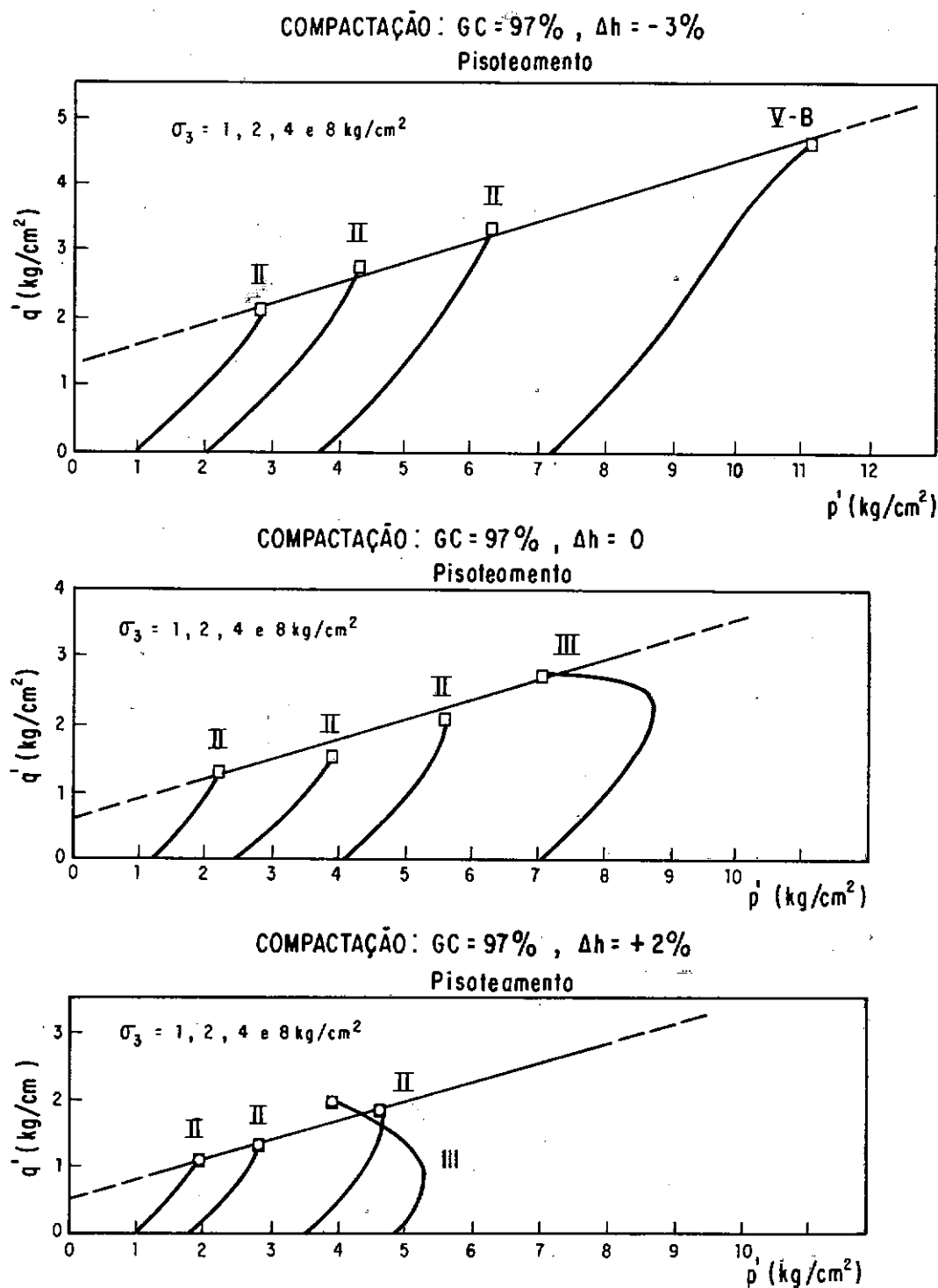


FIG. VI.20 - Ensaio \overline{UU} - Compactação de Laboratório
Colúvio Pouco Laterizado de Argilito - Itaparica (área A-1).

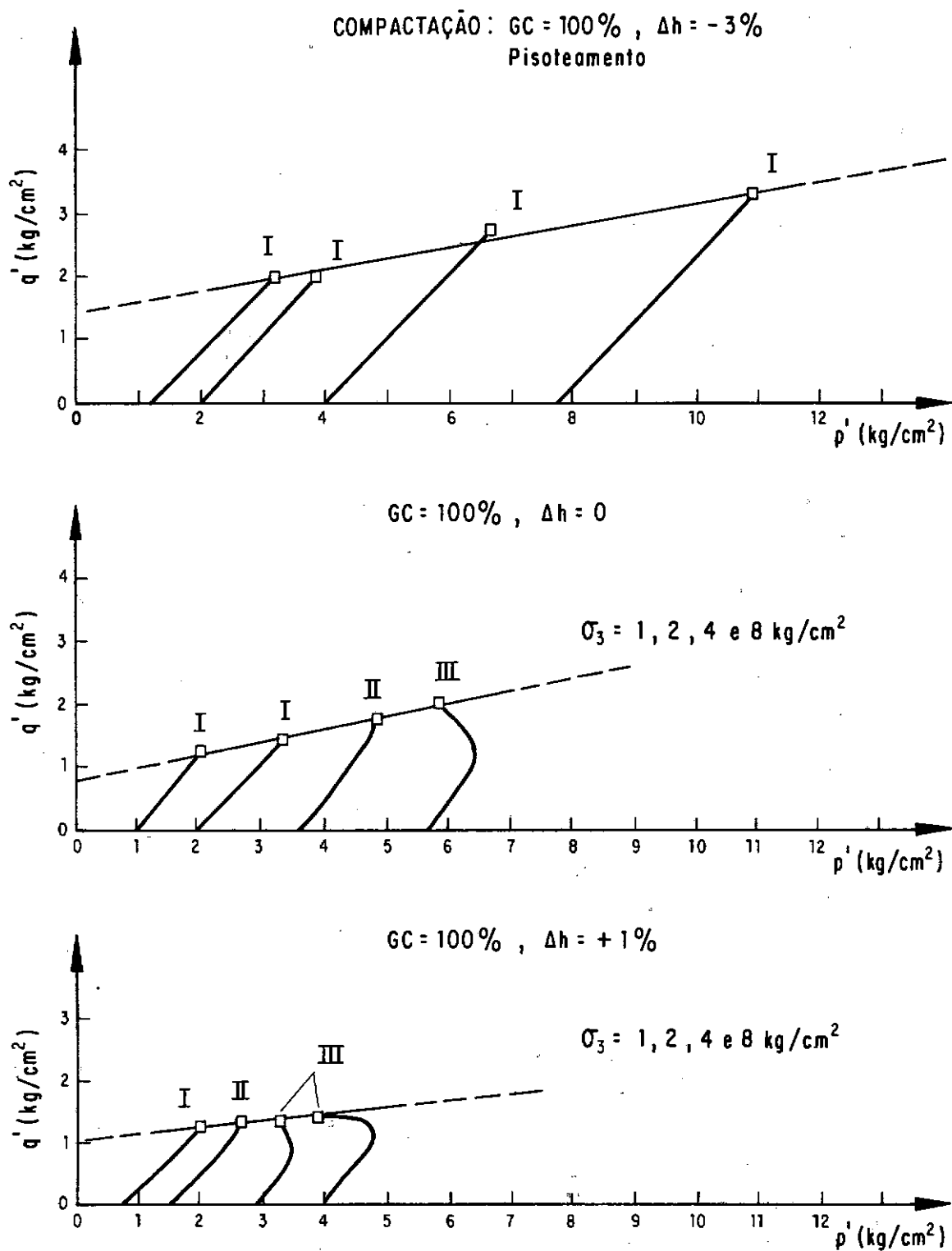


FIG. VI.21 - Ensaios \overline{UU} - Compactação de Laboratório.

Colúvio Pouco Laterizado de Argilito - Itaparica (área B).

COMPACTAÇÃO: $\bar{G}C = 98\%$, $\bar{\Delta}h = -0.7\%$

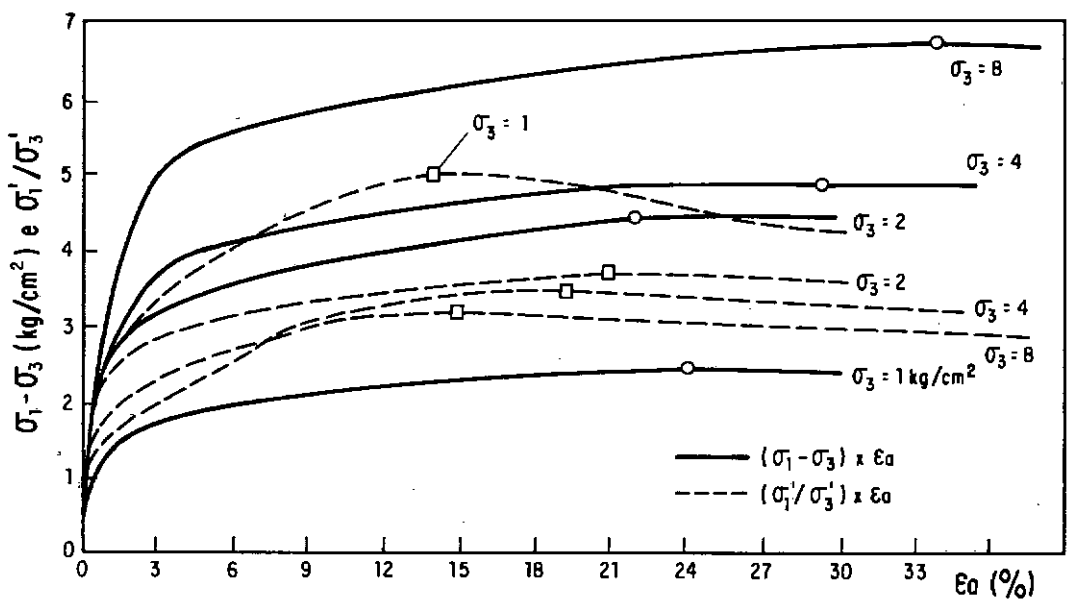
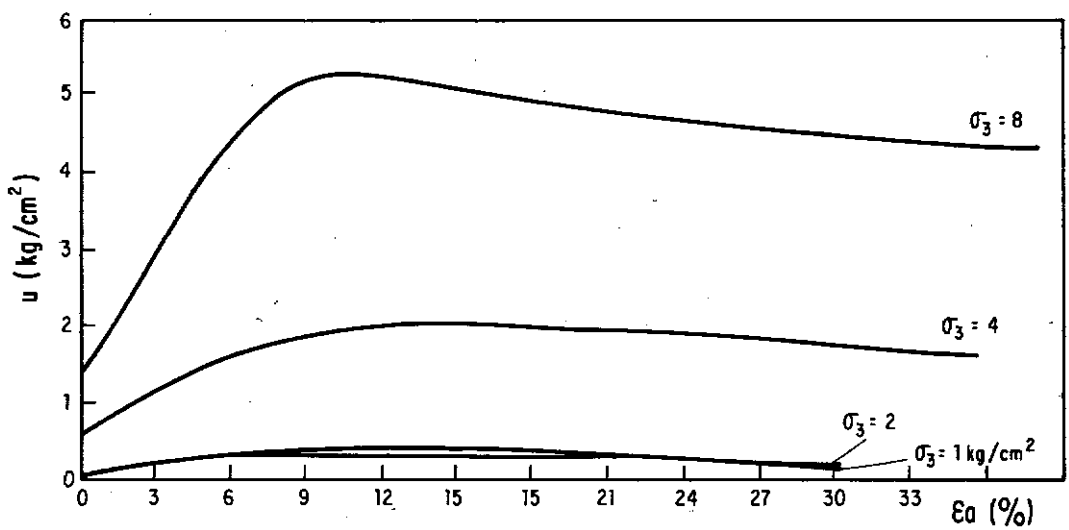
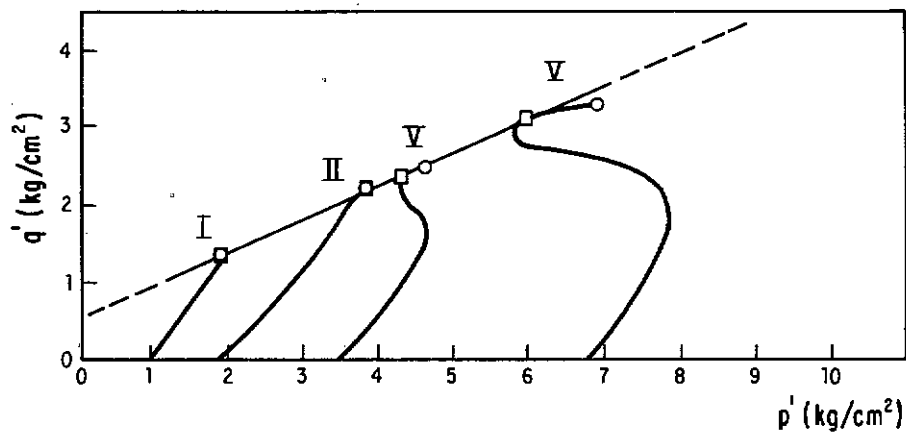


FIG. VI. 22 - Ensaios $\bar{U}\bar{U}$ - Compactação de Campo (am. TSE-02)
Colúvio Pouco Laterizado de Basalto - Tucuruí (área 1).

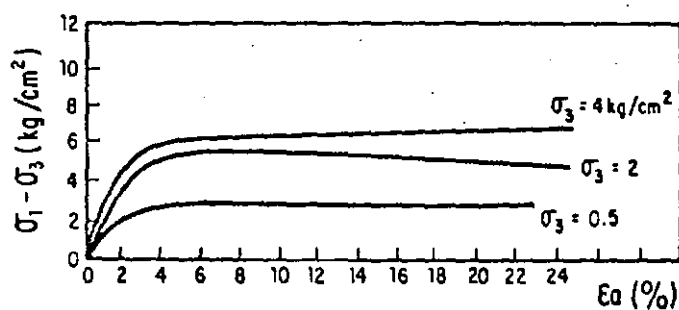
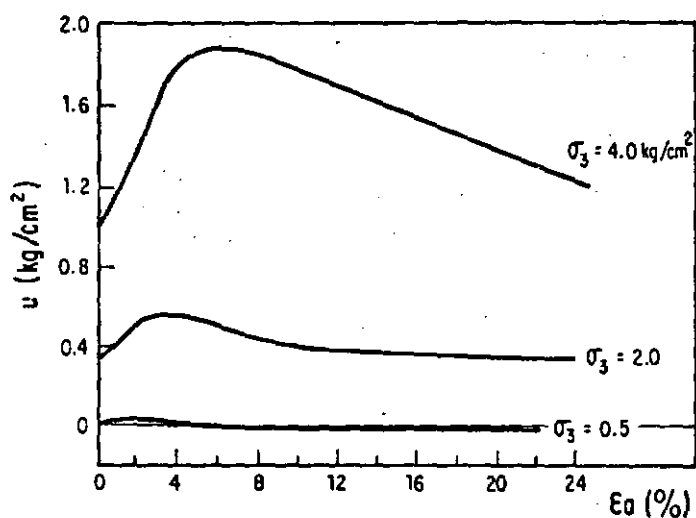
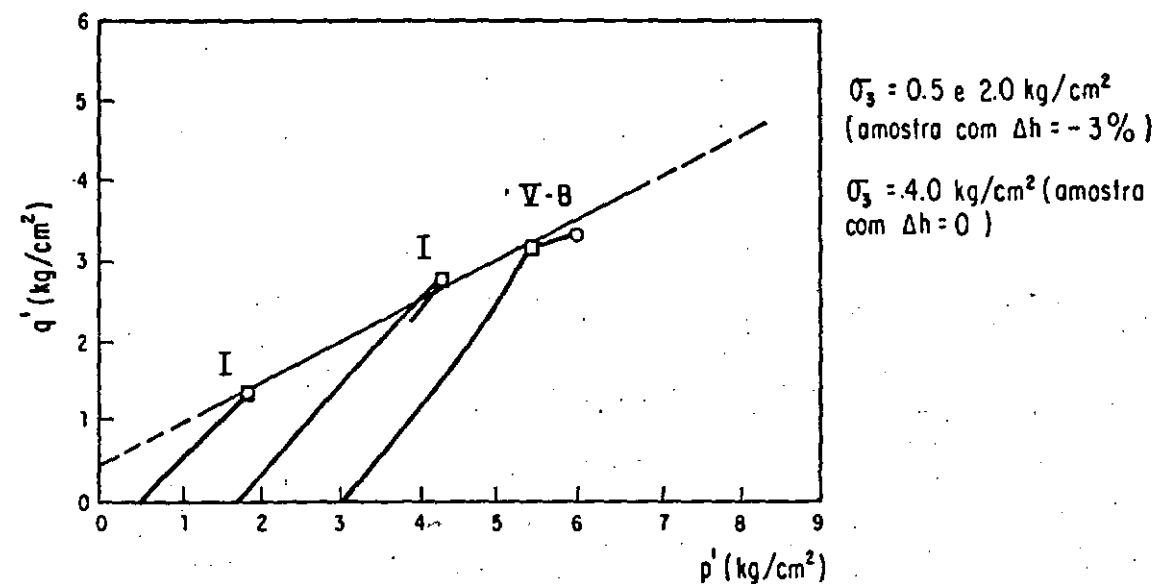


FIG. VI.23 - Ensaios \overline{UU} - Compactação de Campo.

Colúvio Pouca Laterizado de Micaxista - Santa Isabel.

COMPACTAÇÃO : GC = 97% , $\Delta h = 0$
Estática

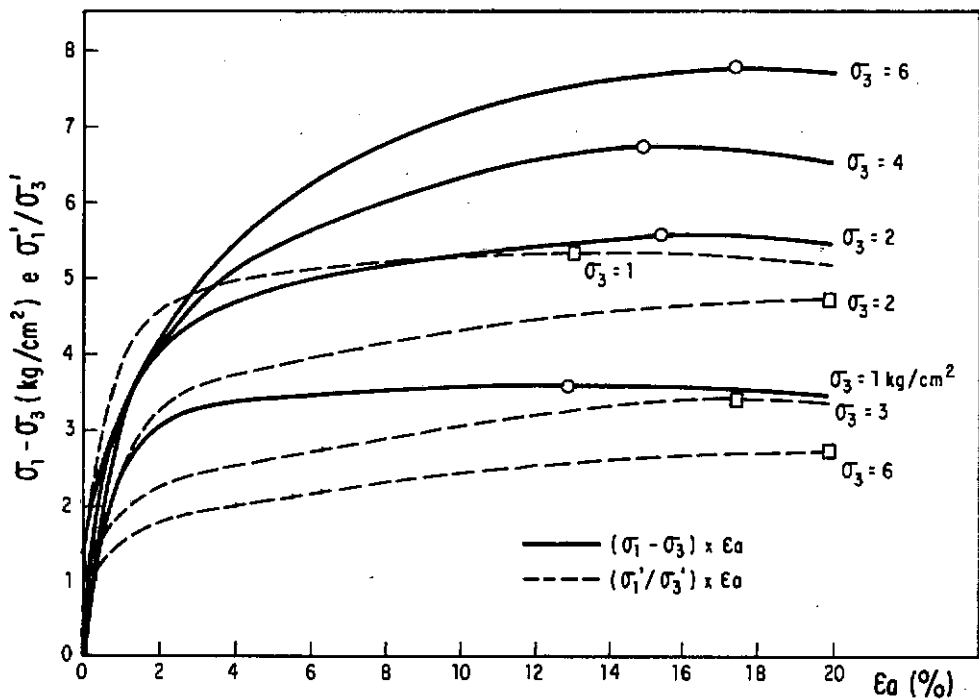
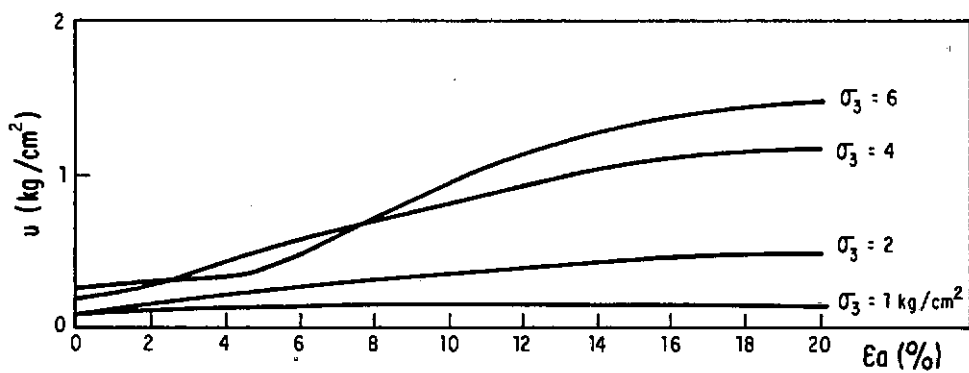
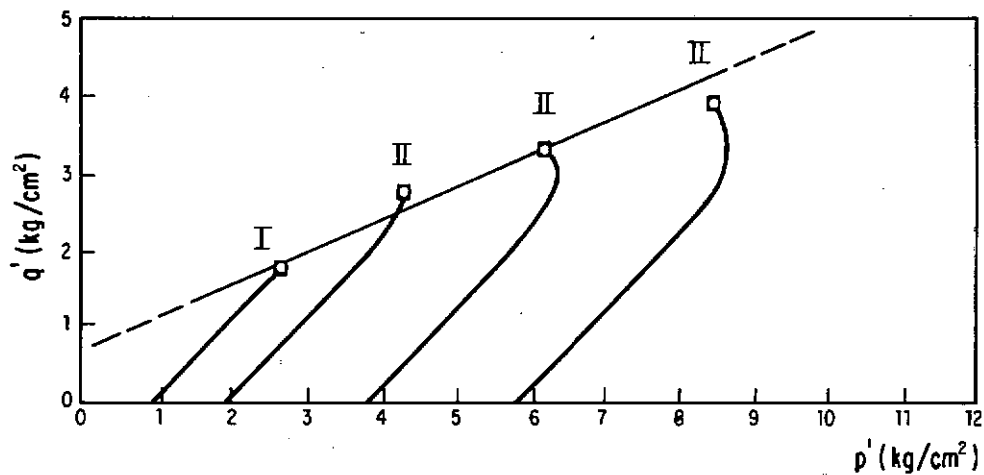


FIG. VI.24 - Ensaios \overline{UU} - Compactação de Laboratório
Solo Saprolítico de Basalto - Nova Avanhandava (M.E.).

COMPACTAÇÃO : GC = 99, 93, 93 e 95 %

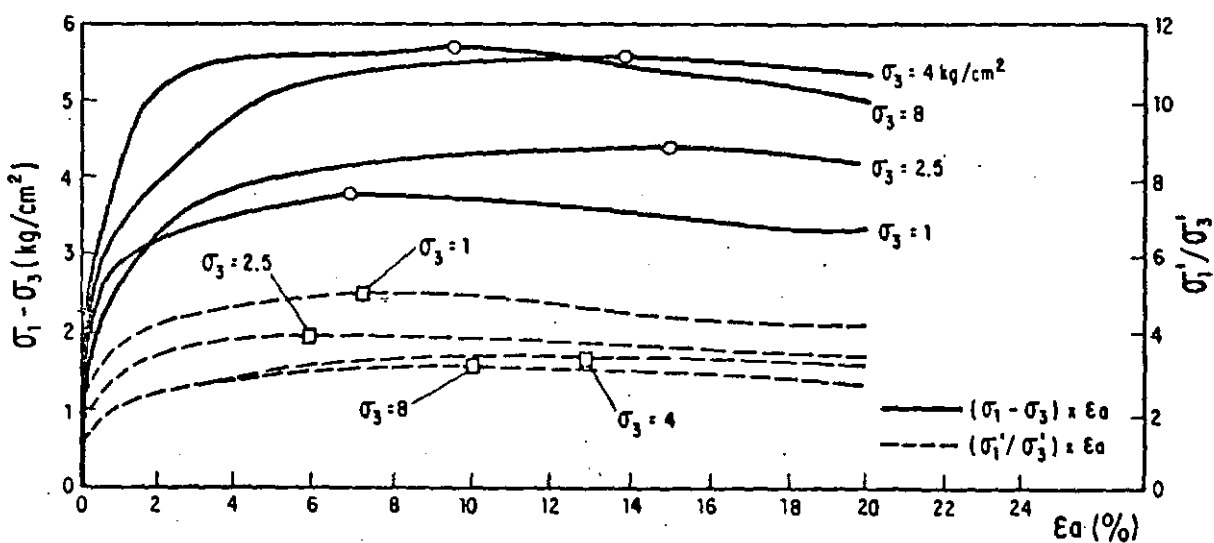
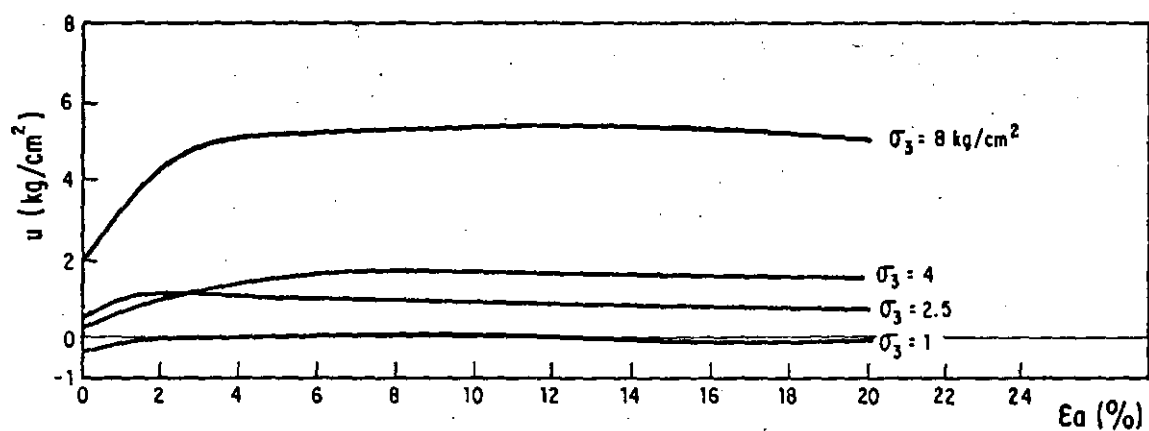
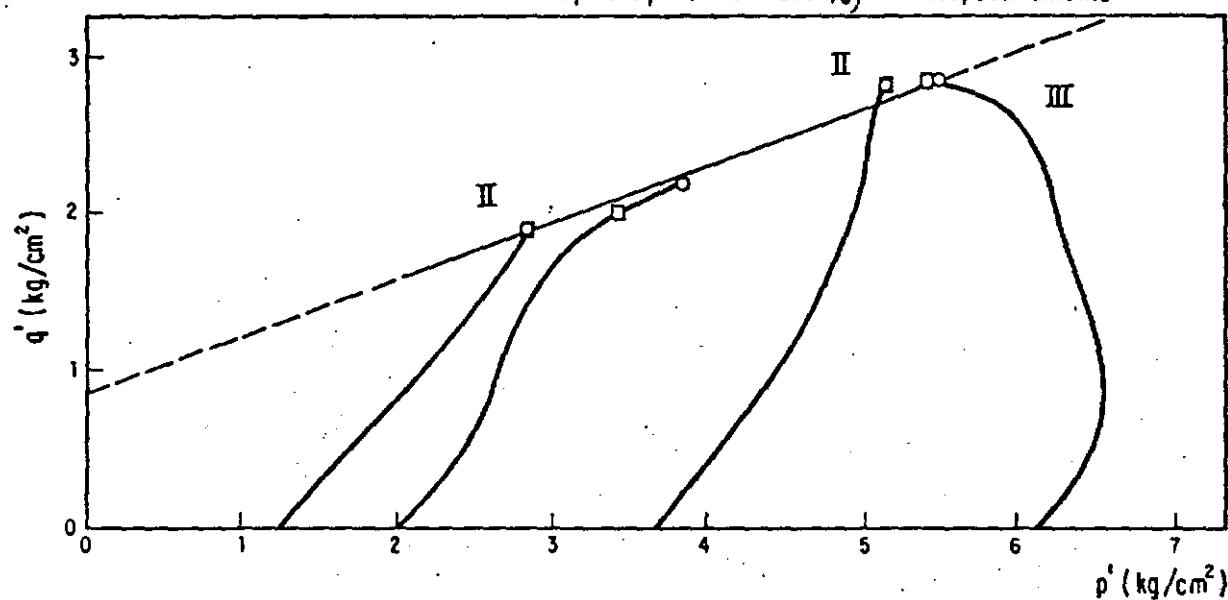
 $\Delta h = +1.6, +3.8, +4.7$ e $+2.6$ % $\sigma_3 = 1, 2.5, 4$ e 8 kg/cm^2
respectivamente

FIG. VI.25 - Ensaios UU - Compactação de Campo (amostra indef. nº 9)
Solo Saprolítico de Basalto - Nova Avanhandava (M.E.).

COMPACTAÇÃO : GC = 100% , $\Delta h = -2\%$
Pisoteamento

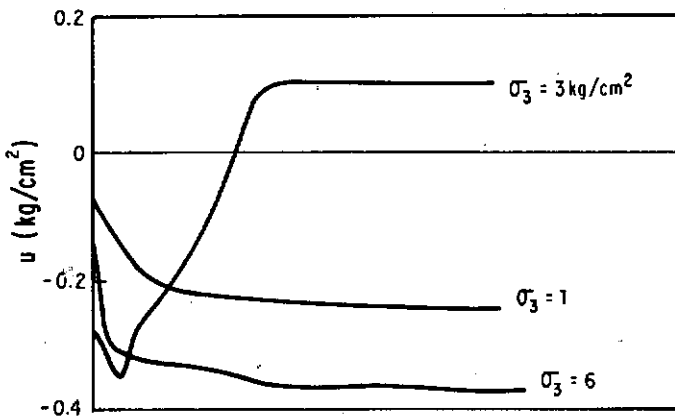
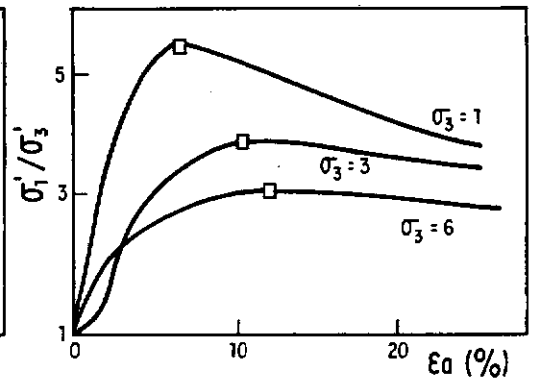
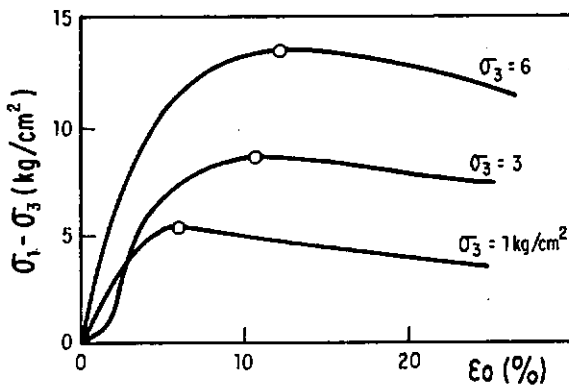
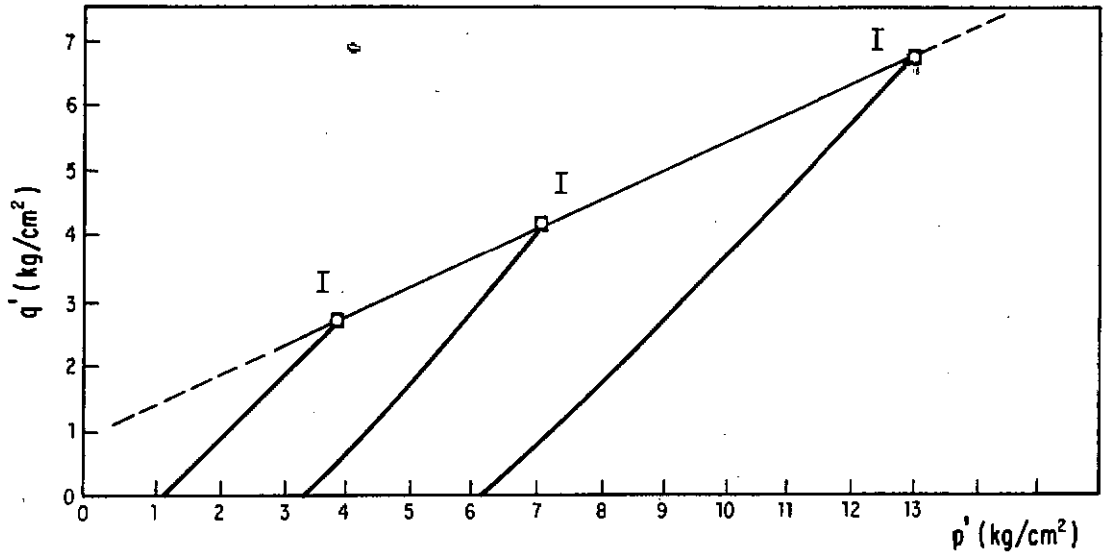


FIG. VI.26 - Ensaios UU - Compactação de Laboratório
Solo Saprolítico de Filito - Manso (JT-3).

COMPACTAÇÃO: GC = 97% , $\Delta h = -1\%$

Estática

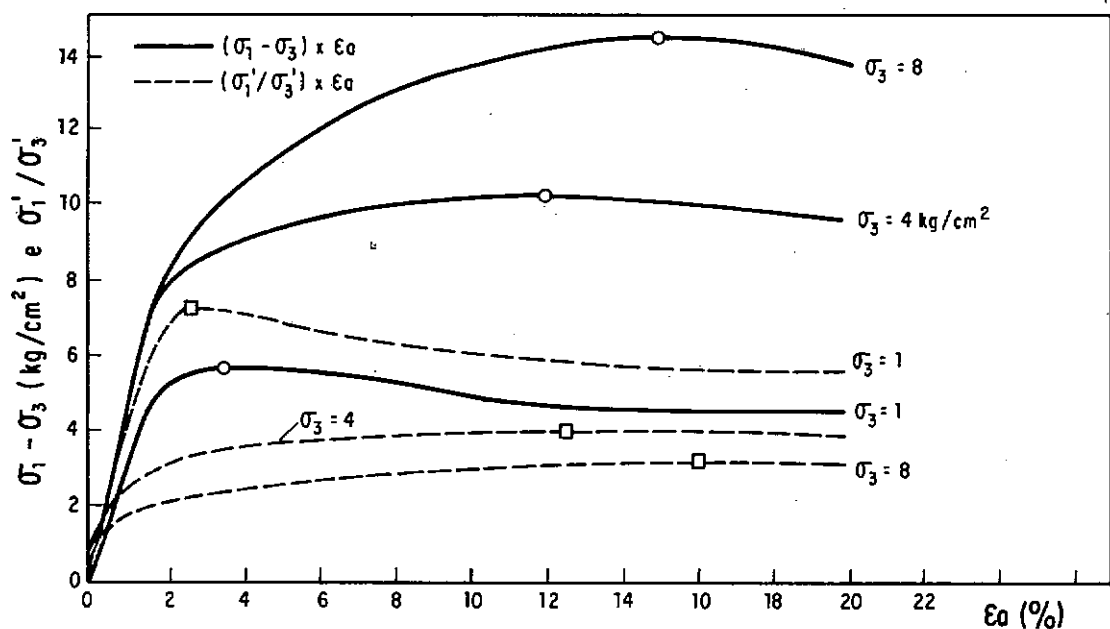
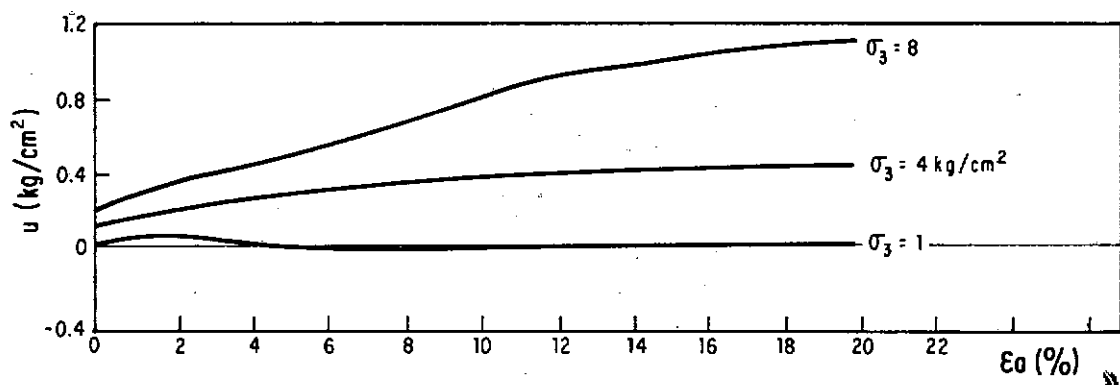
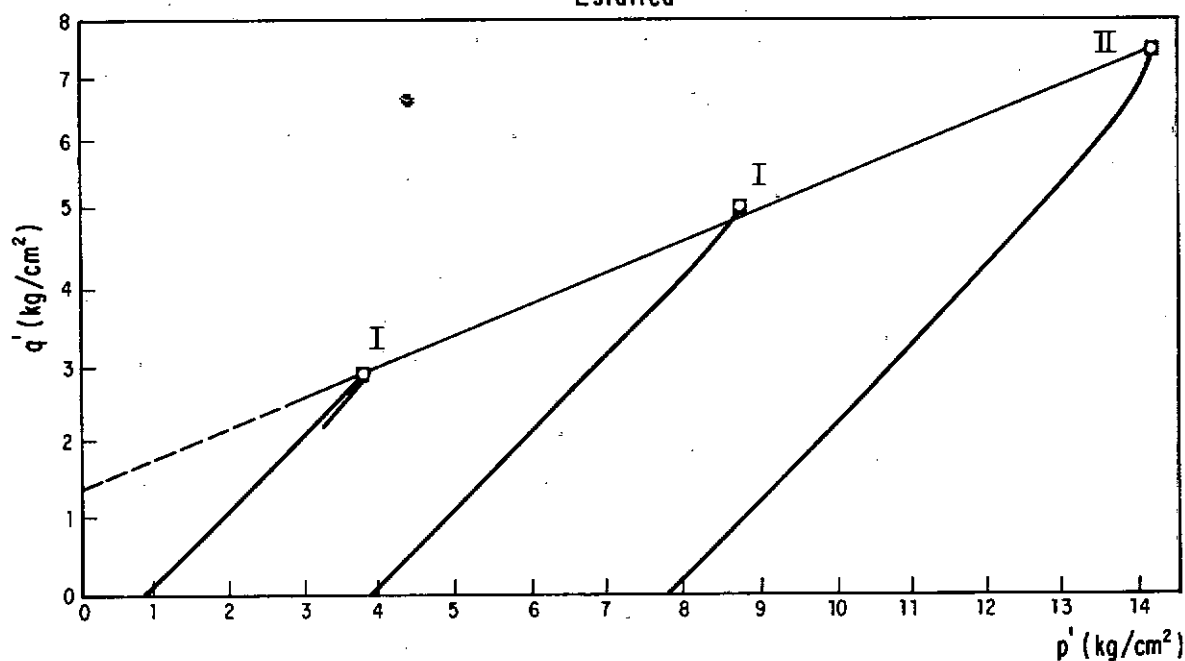


FIG. VI.27 - Ensaios \overline{UU} - Compactação de Laboratório (am. da A.E.)
Solo saprolítico de Gnaiss - Euclides da Cunha.

COMPACTAÇÃO: $\overline{GC} = 92\%$, $\overline{\Delta h} = +2\%$

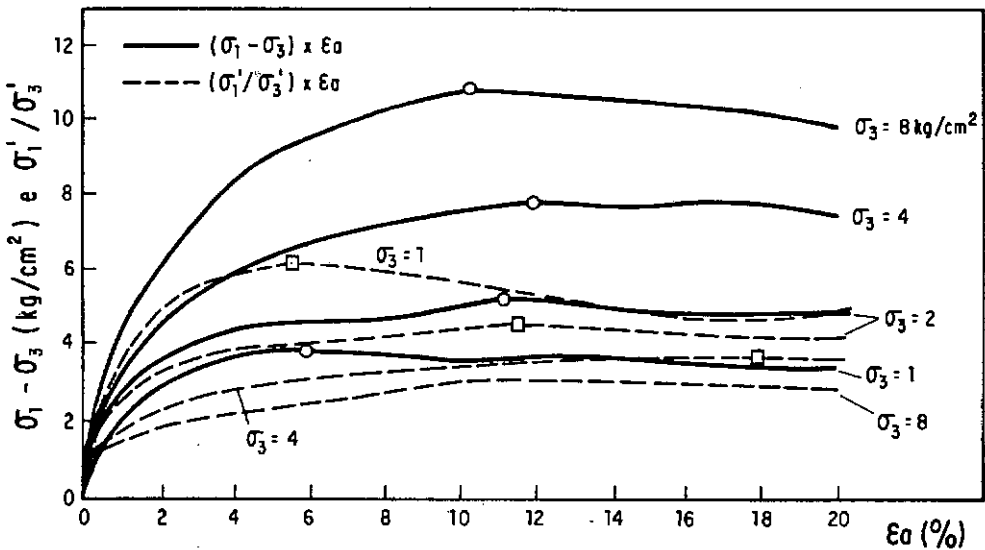
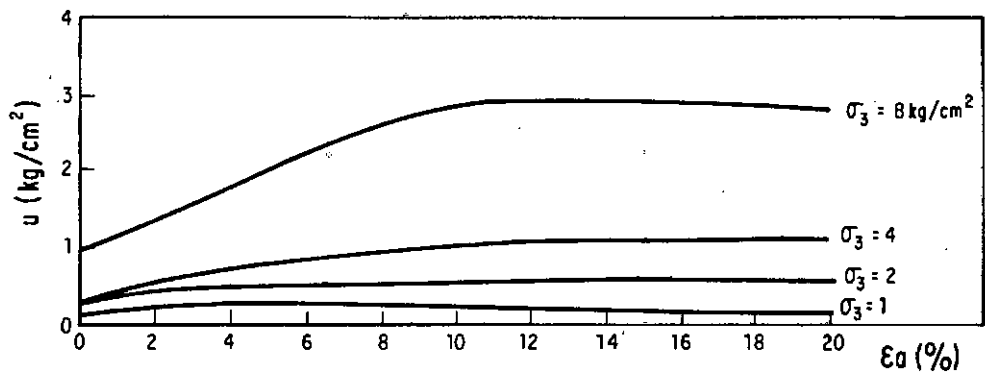
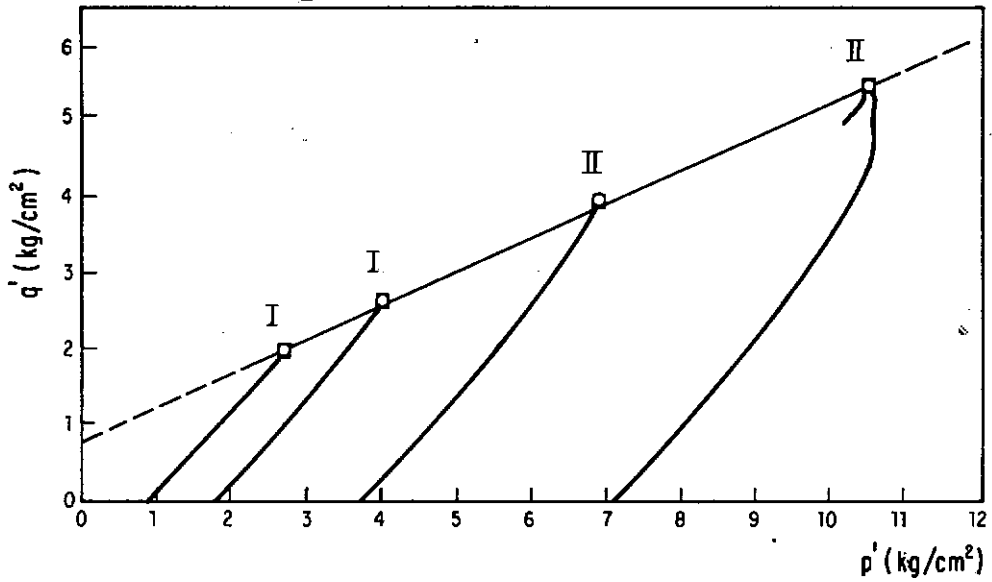


FIG. VI.28 - Ensaio \overline{UU} - Compactação de Campo
Solo saprolítico de Gnaiss - Euclides da Cunha.

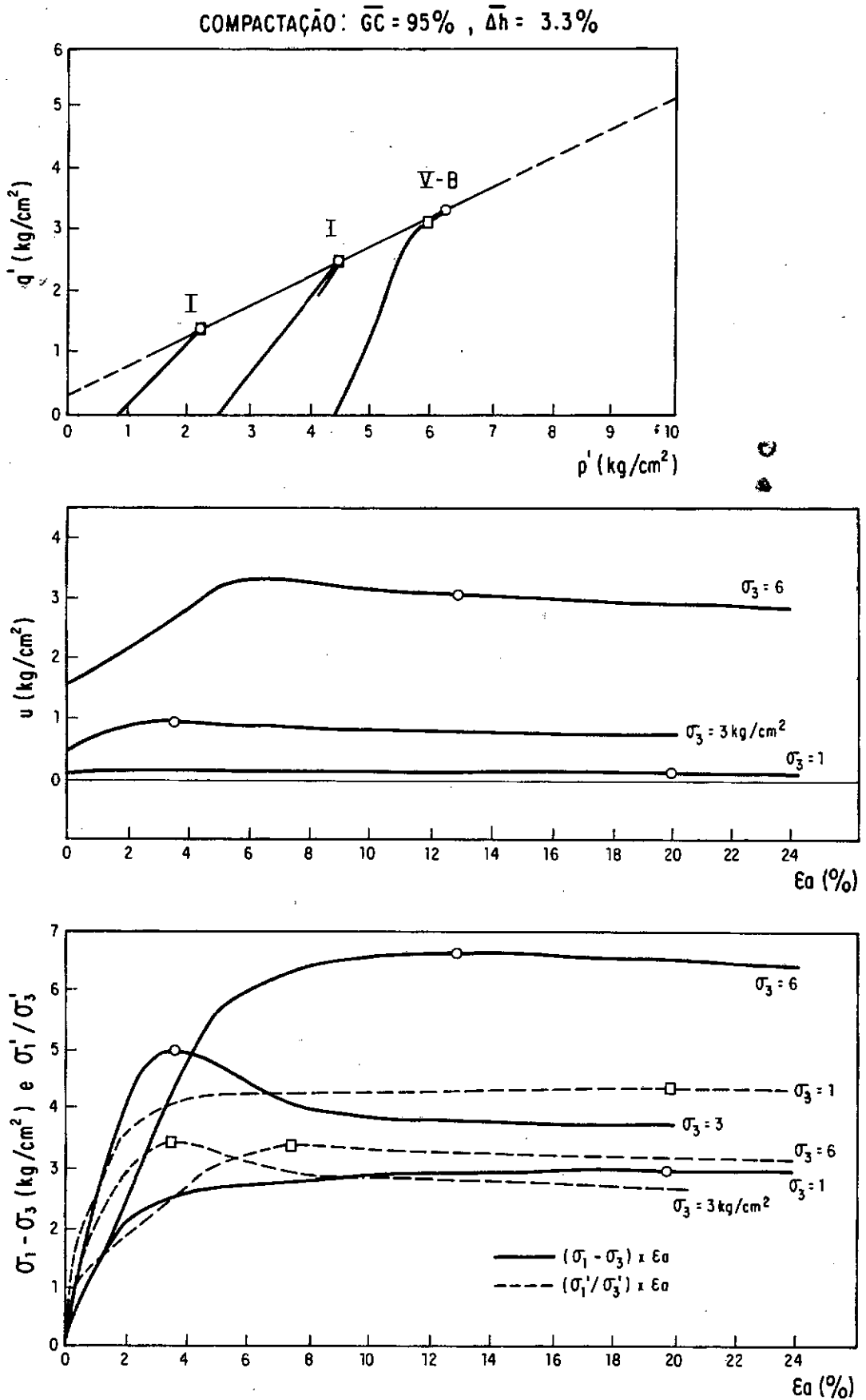


FIG. VI.29 - Ensaios \overline{UU} - Compactação de Campo (am. ind. TR - I)
Solo Saprólítico de Metassedimento - Tucuruí (área 1).

COMPACT.: GC = 97%, $\Delta h = +5\%$: GC = 98% COMPACT.: GC = 95%, $\Delta h = +6\%$

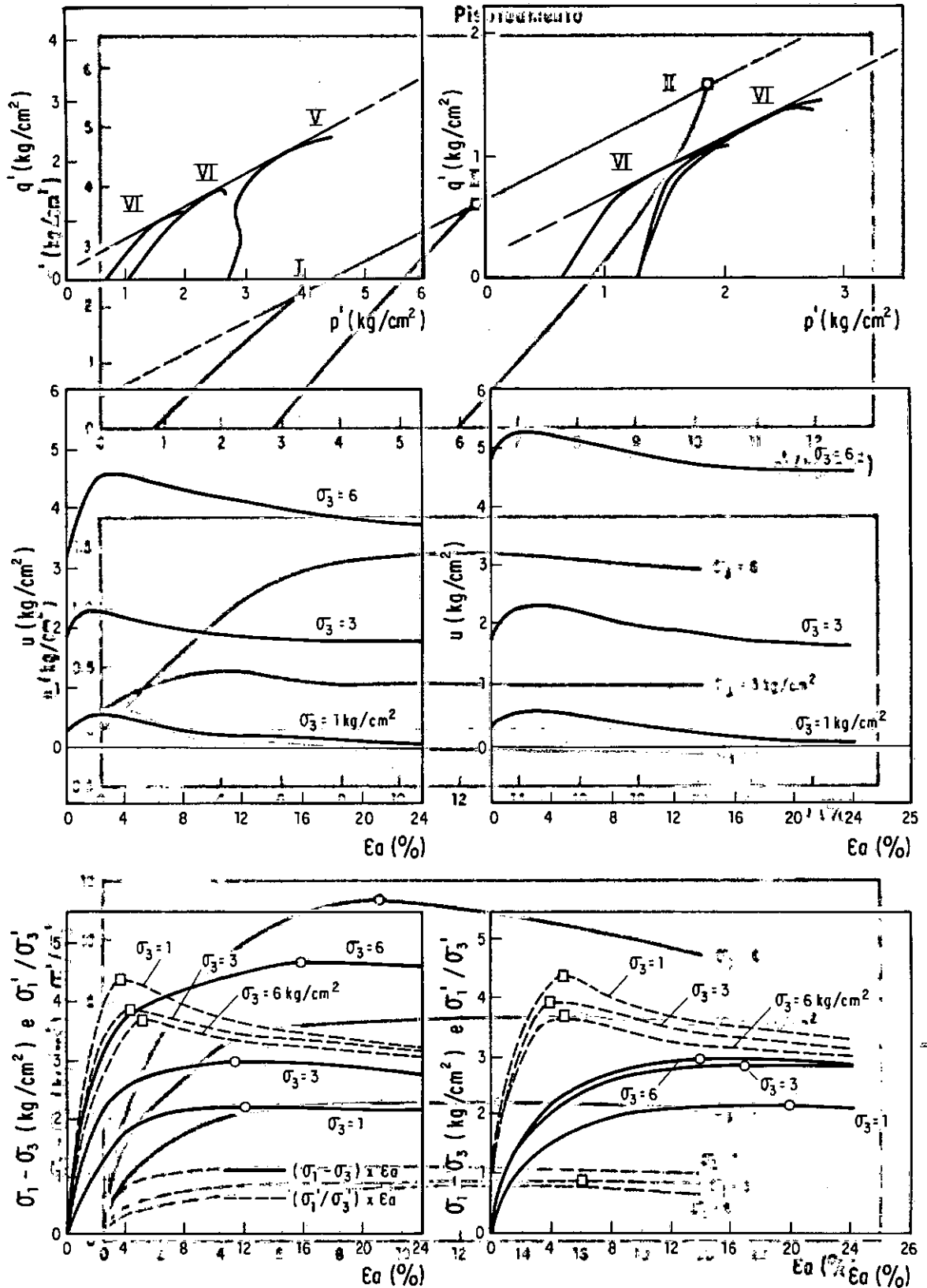


FIG. VI.30; - Ensaios UU, Compactação de Laboratório (am. EMB - 19)
Solo Saprolítico de Metassedimento Tucuruí (área 1),
do Rio Jeiquiá (eixo GD - 2)

COMPACTAÇÃO : GC = 98% , $\Delta h = +2\%$

Pisoteamento

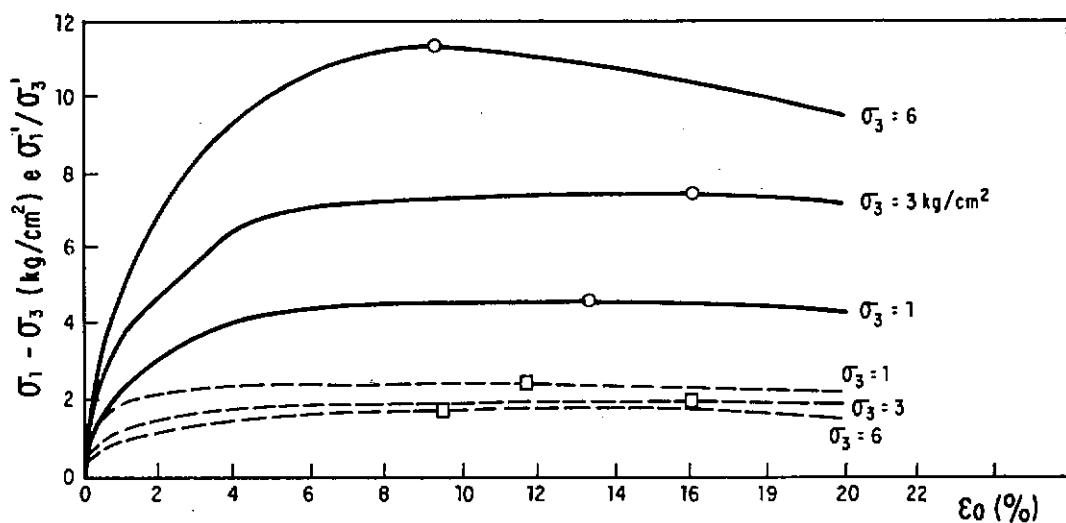
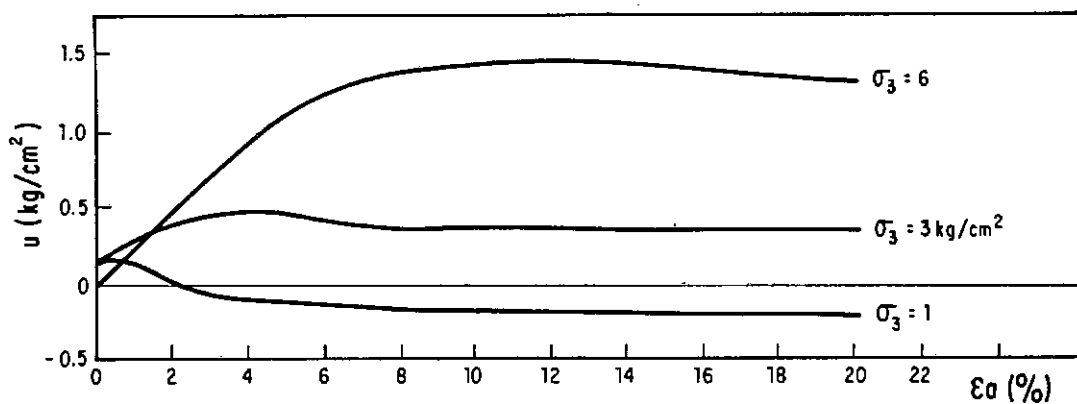
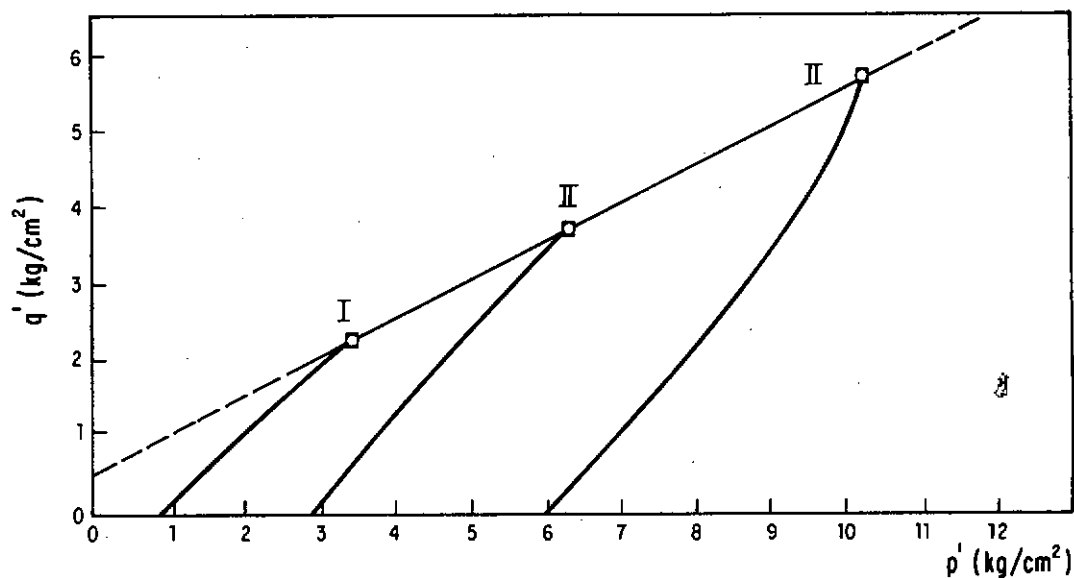
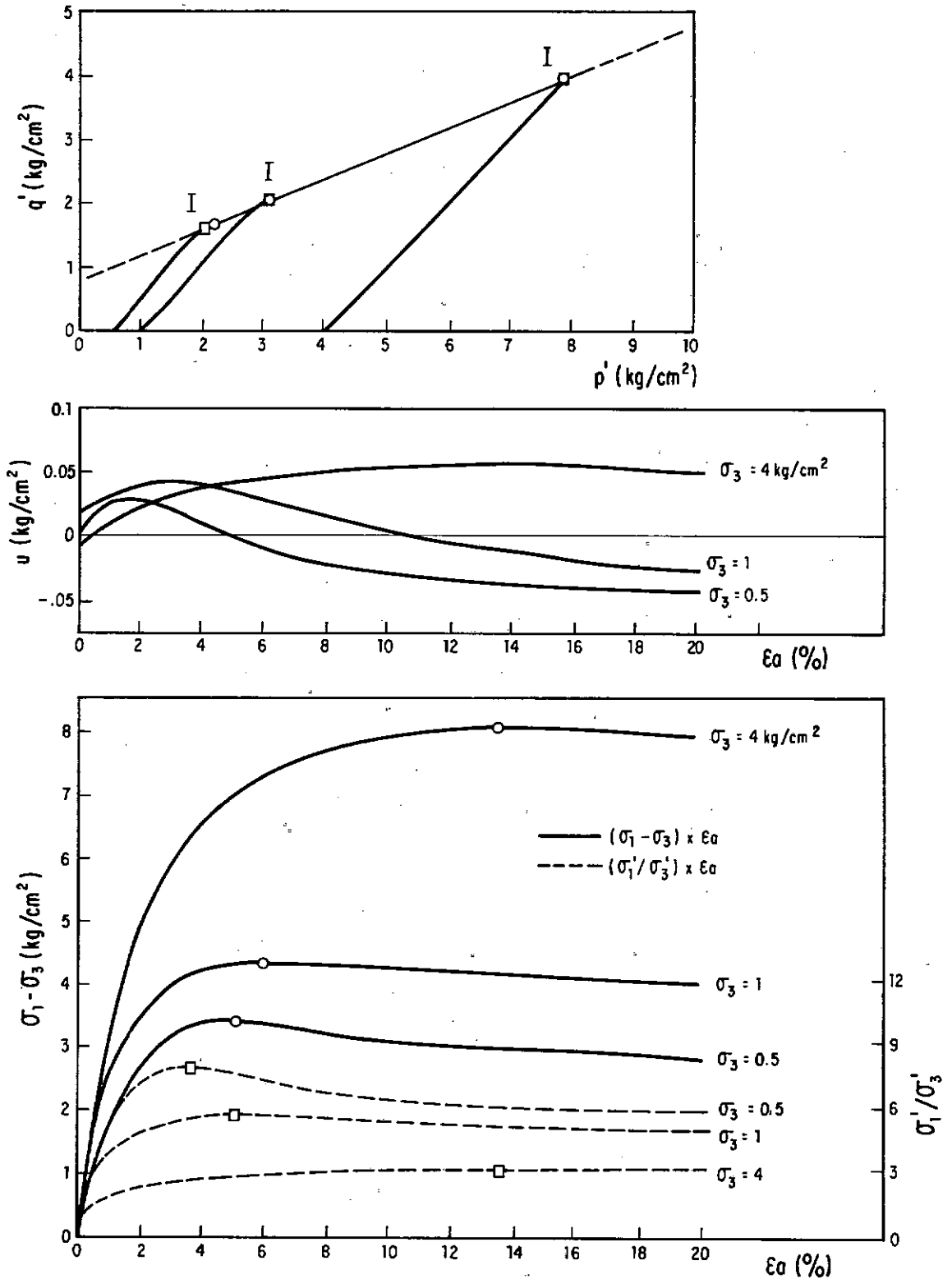


FIG. VI.31 - Ensaios \overline{CU} - Compactação de Laboratório
Solo Saprolítico de Migmatito - Aproveitamento
do Rio Juquia' (eixo GD - 2).

COMPACTAÇÃO: GC = 95% , $\Delta h = +1.7\%$

Pisoteamento

FIG. VI. 32 - Ensaios \overline{CU} - Compactação de Laboratório

Solo Saprolítico de Migmatito - Bacia do Rio Pardo (eixo Barreiro).

COMPACTAÇÃO: GC = 95% , $\Delta h = +1\%$
Pisoteamento

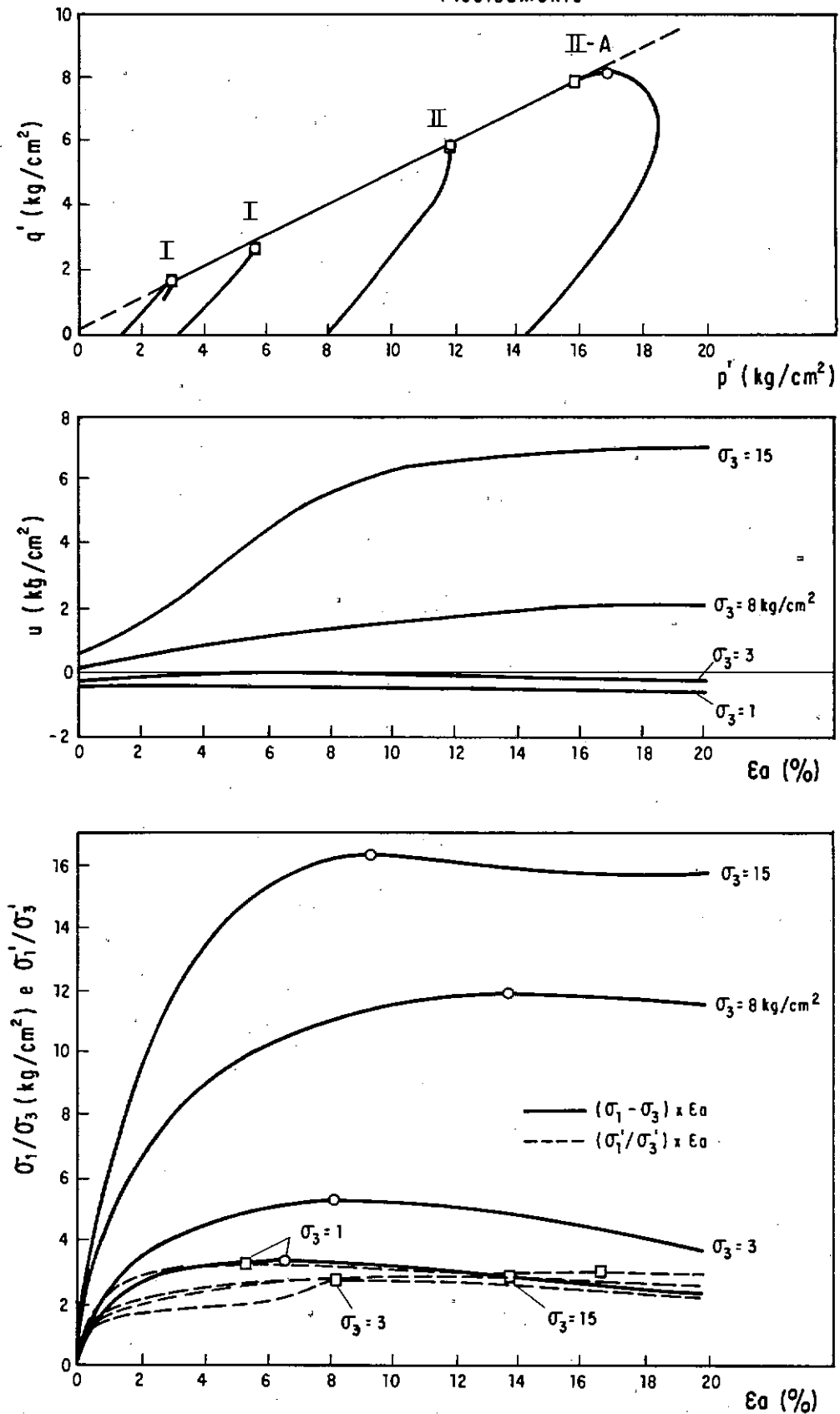


FIG. VI.33 - Ensaios \overline{UU} - Compactação de Laboratório
Solo Saprolítico de Xisto e Granito - Emborcação.

COMPACTAÇÃO: GC = 95% , $\Delta h = +2\%$
Pisoteamento

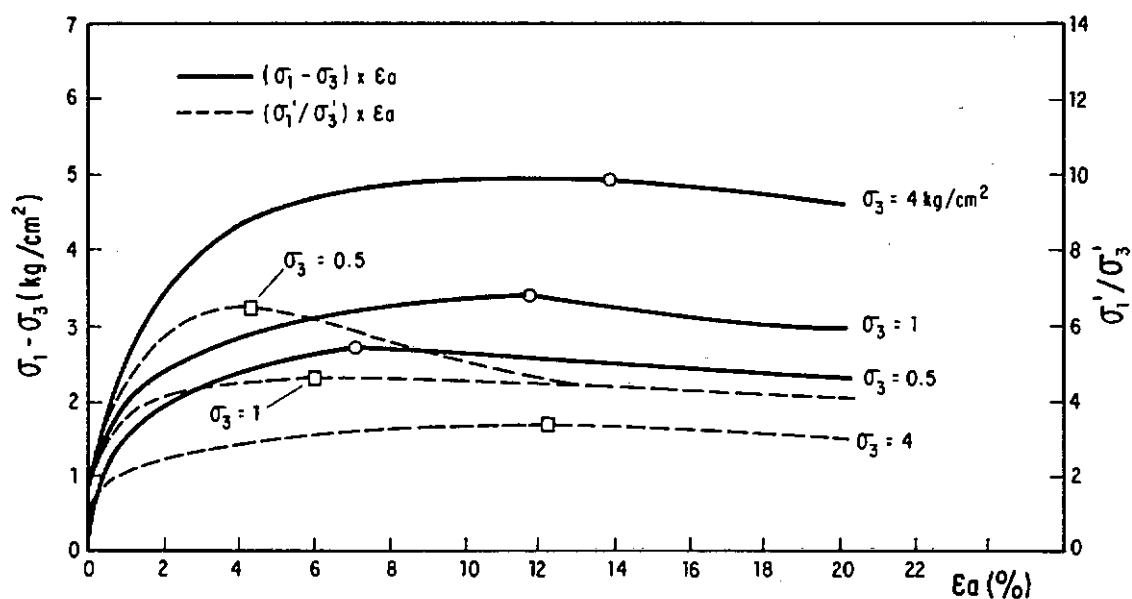
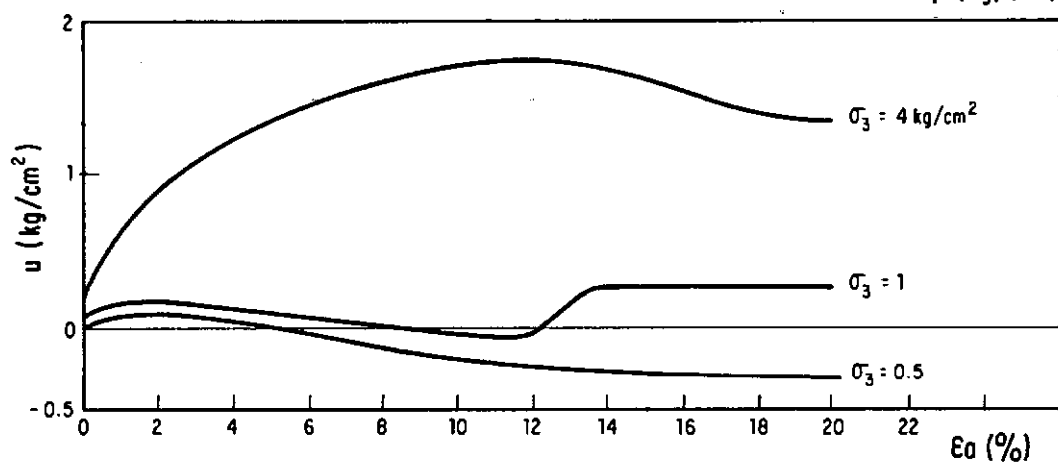
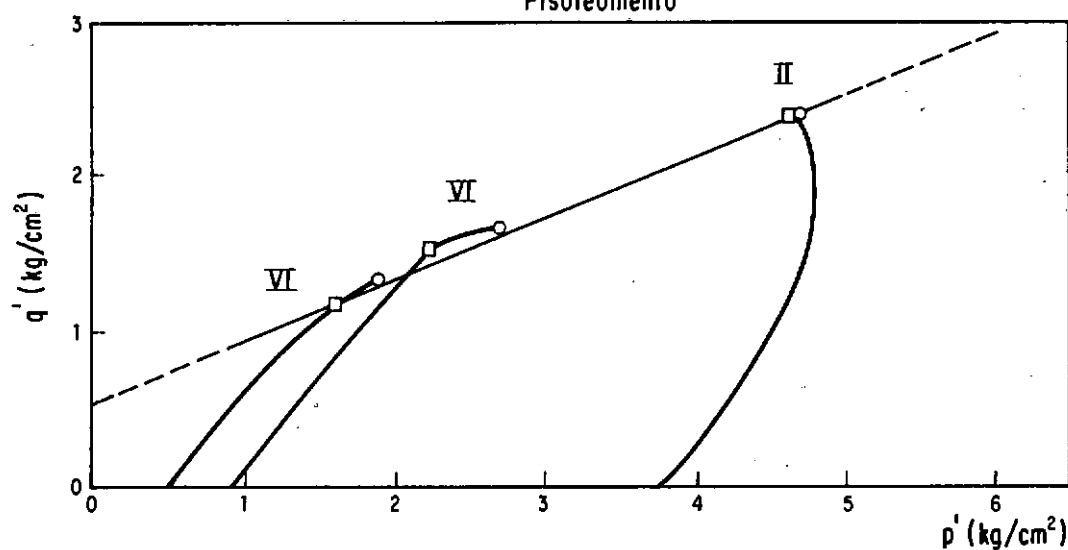


FIG. VI. 34 - Ensaios \overline{UU} - Compactação de Laboratório (am. TFBD - 6)
Solo Transportado - Aluvião - Baguari

COMPACTAÇÃO: GC = 95% , $\Delta h = +2\%$
Pisoteamento

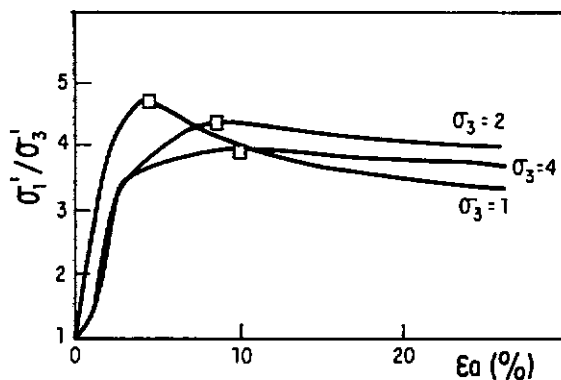
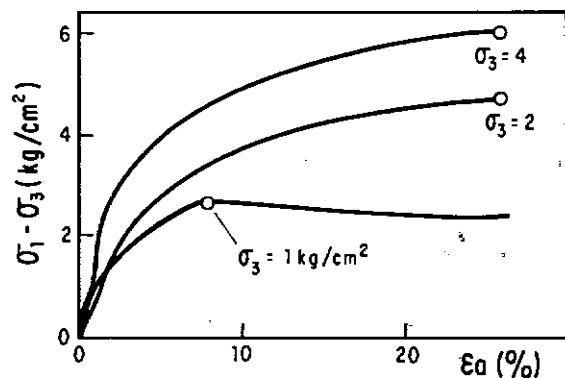
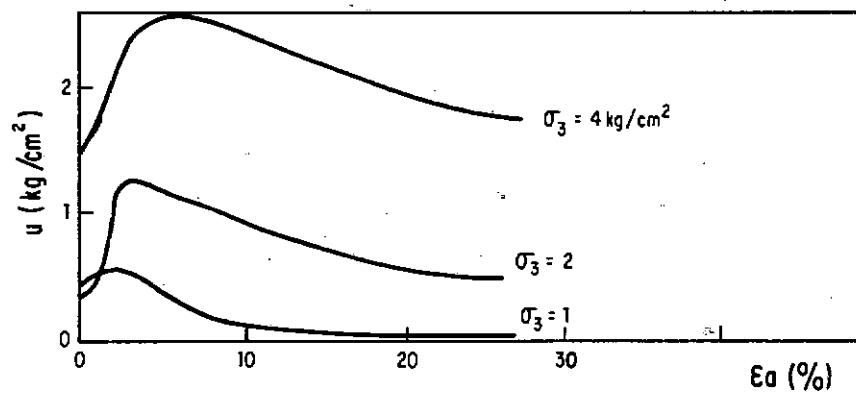
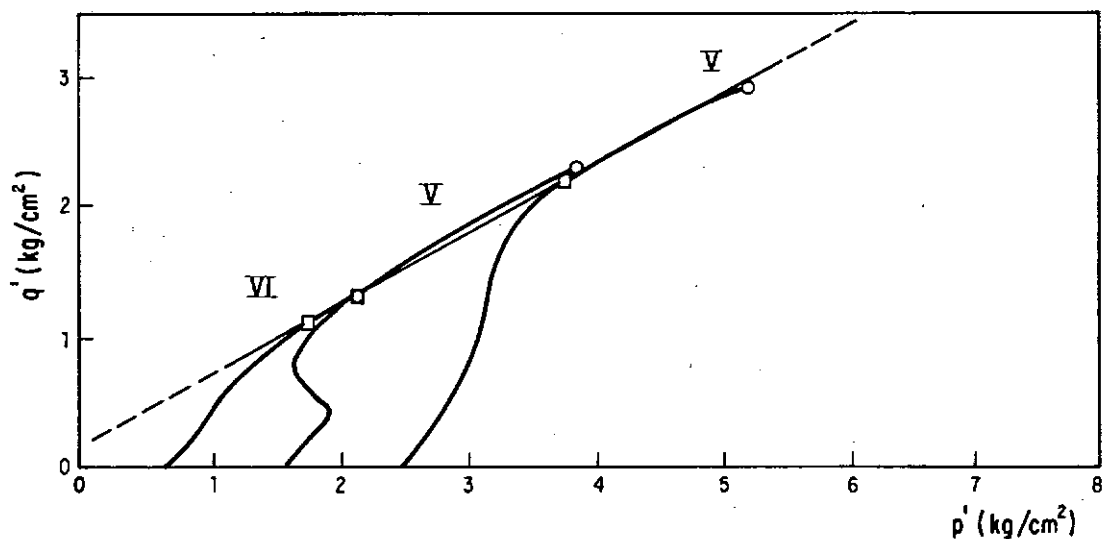


FIG. VI.35 - Ensaios \overline{UU} - Compactação de Laboratório
Solo Transportado - Aluvião - Manso (JT-5).

COMPACTAÇÃO : GC = 98% , $\Delta h = 0$
Estática

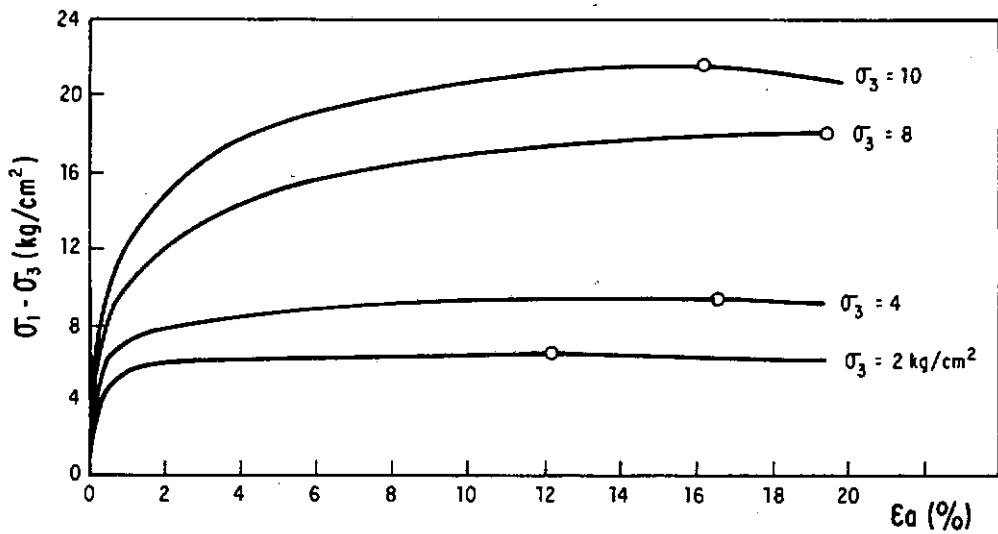
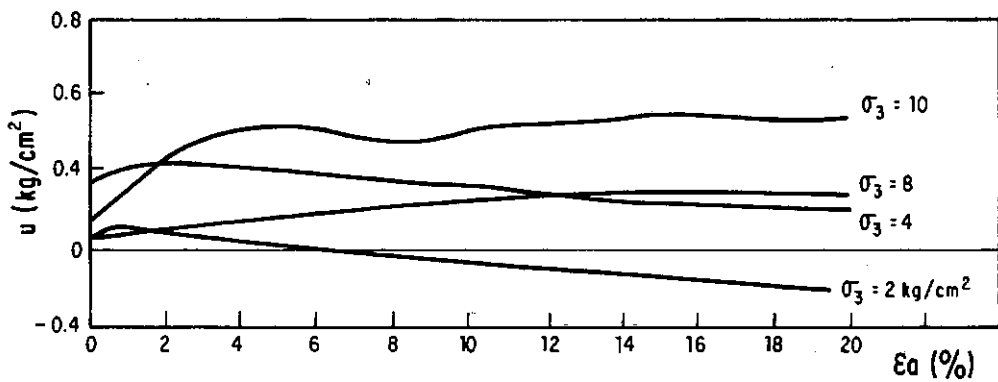
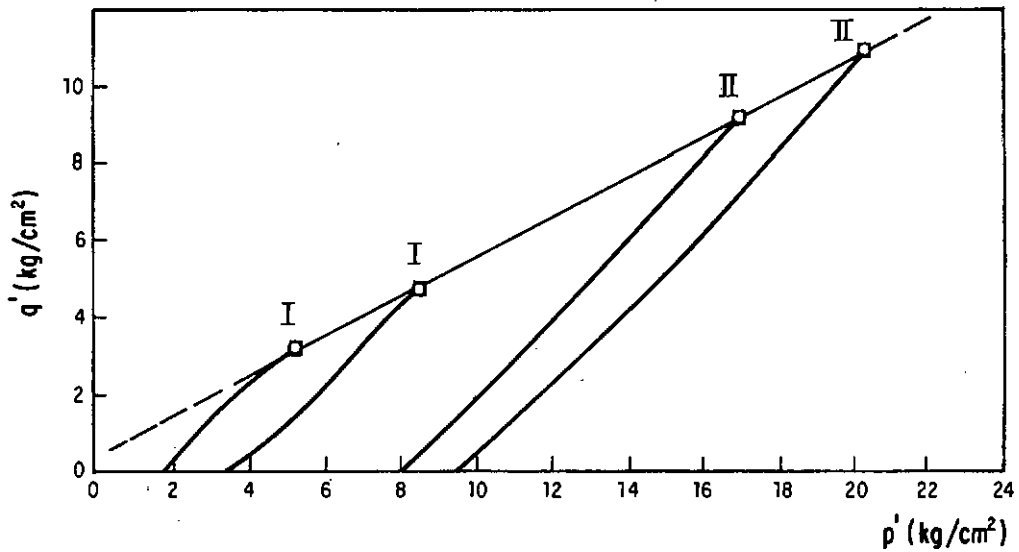
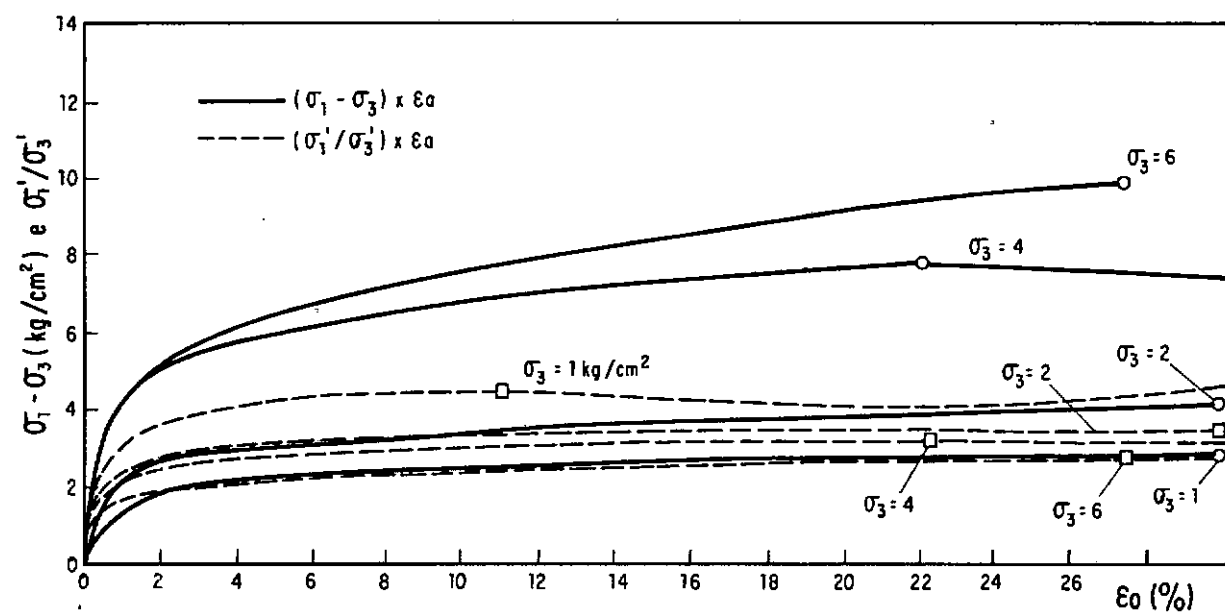
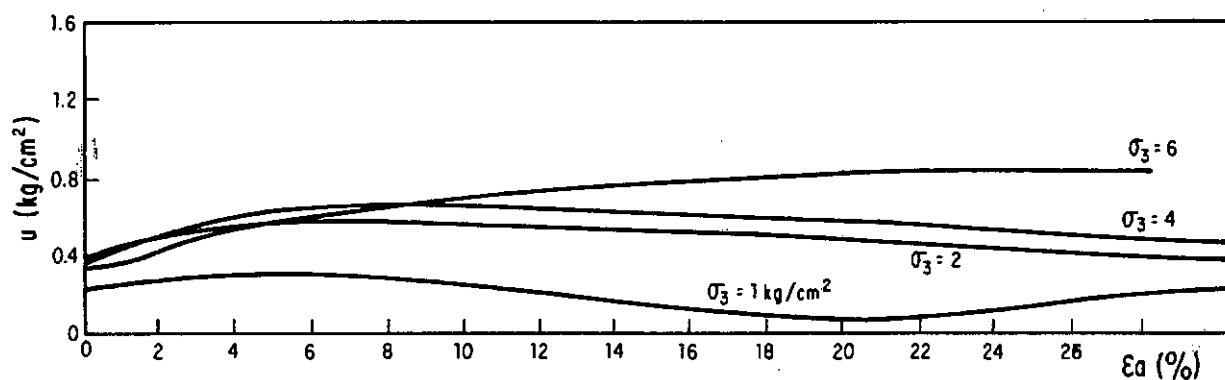
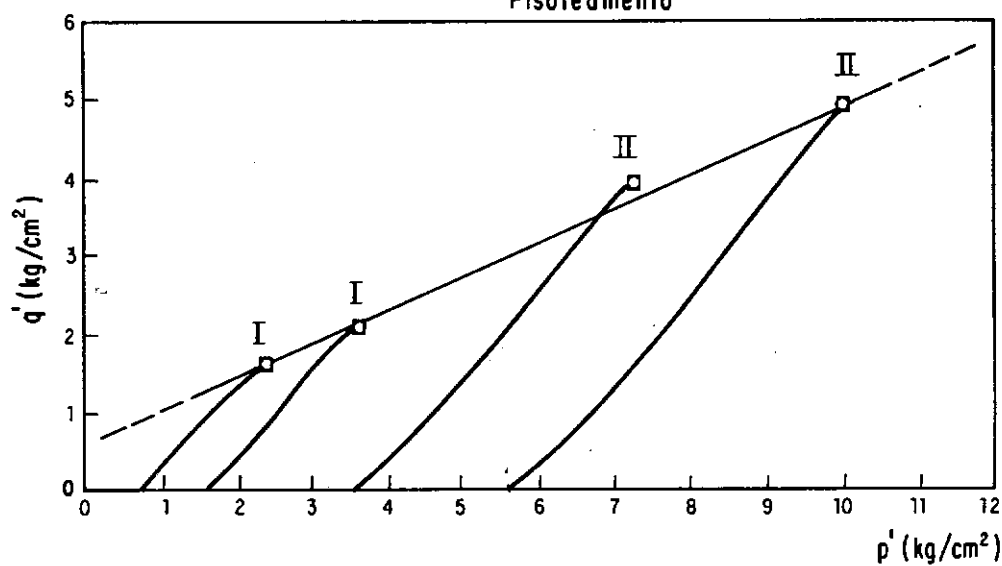


FIG. VI.36 - Ensaios \overline{UU} - Compactação de Laboratório
Solo Transportado - Colúvio de Sedimentos - Tucuruí (área 4).

COMPACTAÇÃO : GC = 98 % , $\Delta h = 0$

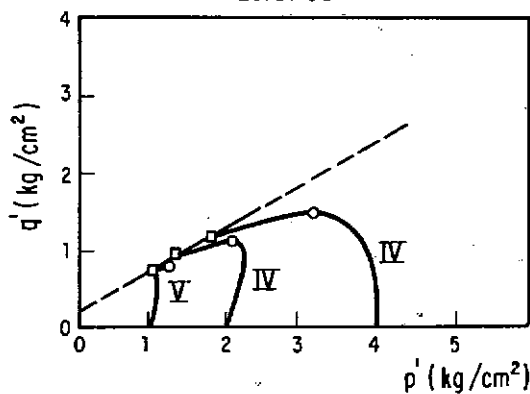
Pisoteamento

FIG. VI.37 - Ensaios \overline{UU} - Compactação de Laboratório

Solo Transportado - Colúvio de Sedimentos - Tucuruí (área 5).

COMPACT.: GC = 97 % , $\Delta h = +0.5\%$

Estática

COMPACT.: GC = 95 % , $\Delta h = +4\%$

Estática

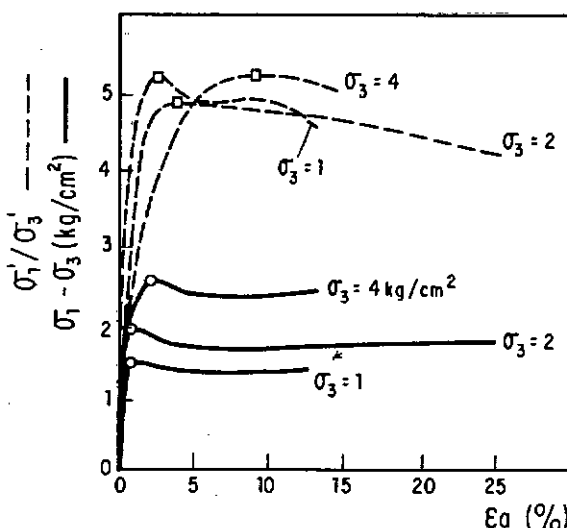
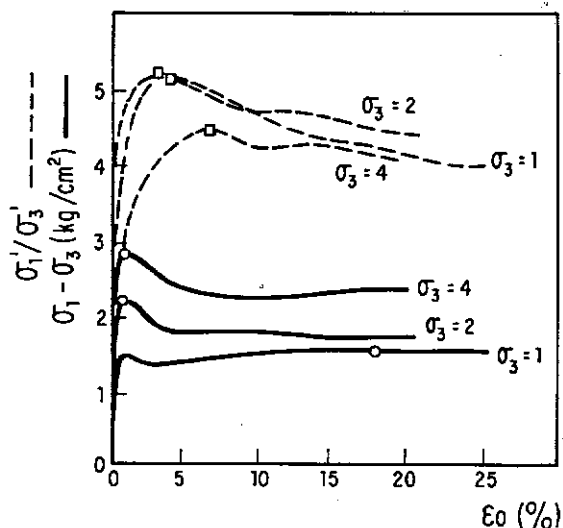
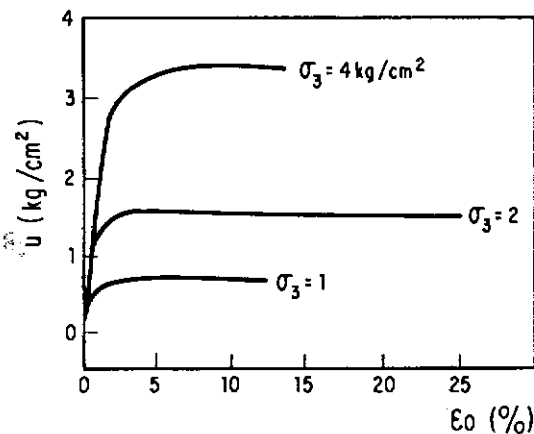
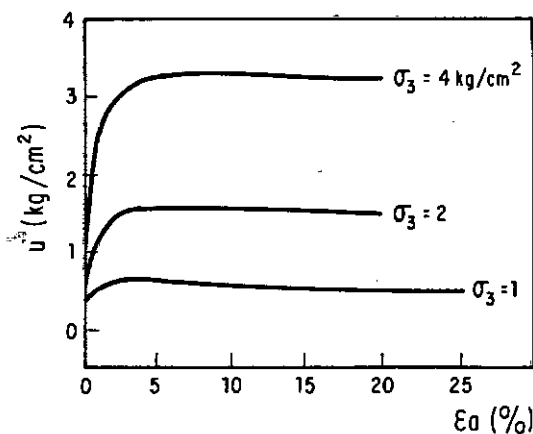
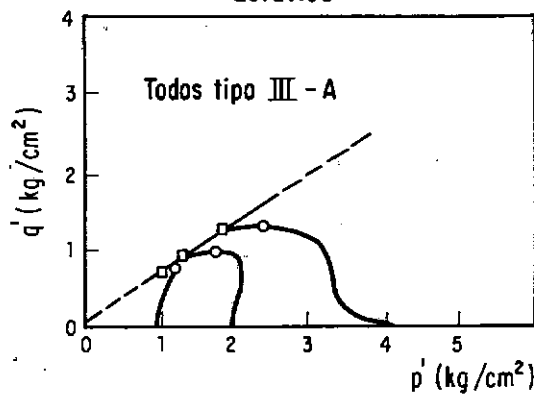


FIG. VI.38 - Ensaios \overline{CU}_{SAT} - Compactação de Laboratório
Colúvio Laterítico de Basalto - Itaipu.

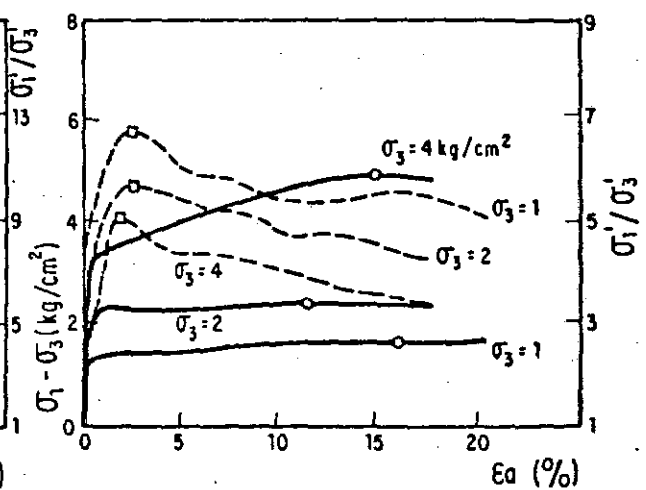
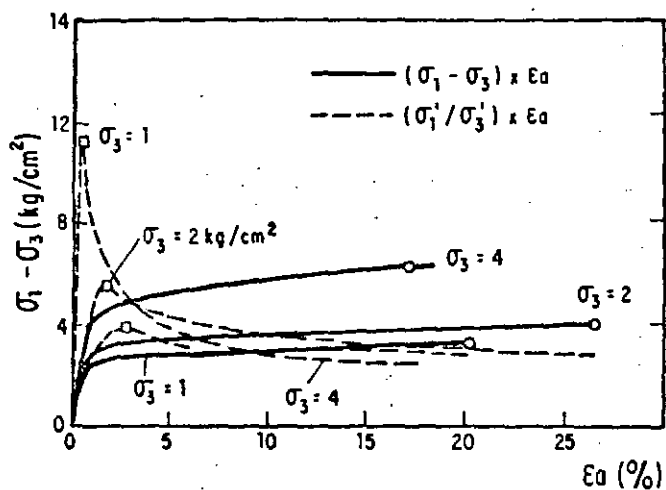
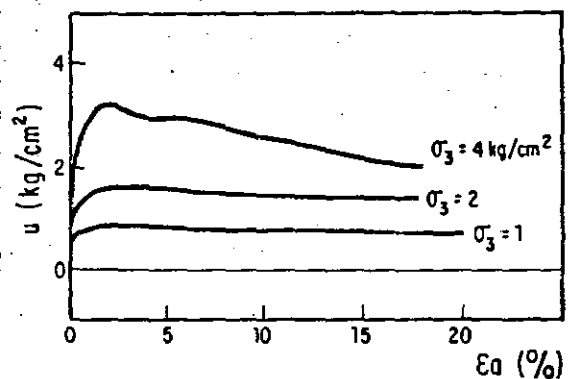
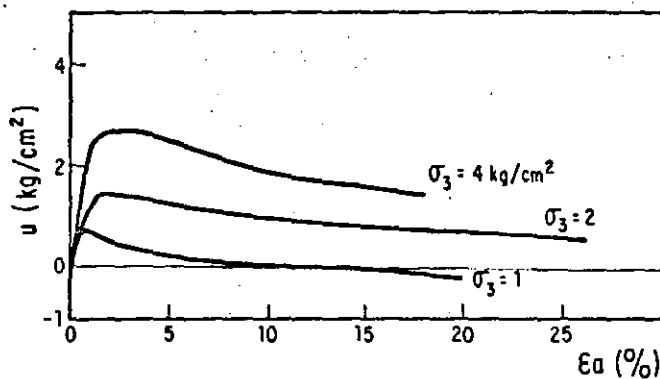
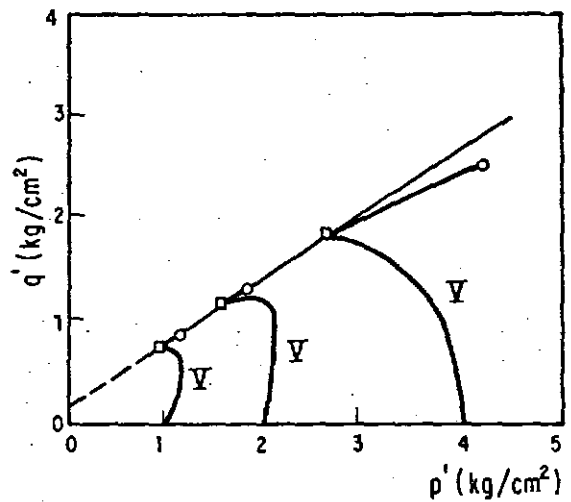
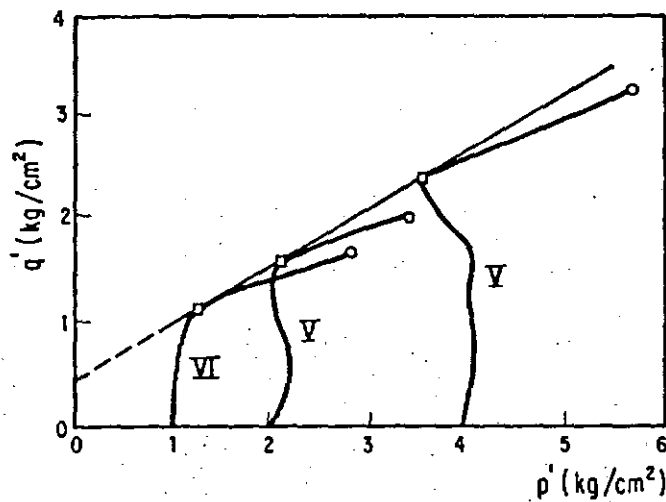
COMPACTAÇÃO: $\bar{G}C = 100\%$, $\bar{\Delta}h = +0.9\%$ COMPACTAÇÃO: $\bar{G}C = 98\%$, $\bar{\Delta}h = -1.1\%$ 

FIG. VI. 39 - Ensaios $\bar{C}U_{SAT}$ - Compactação de Campo
Colúvio Laterítica de Basalto - Itaipu.

COMPACTAÇÃO: GC = 98% , $\Delta h = +1\%$
Pisoteamento

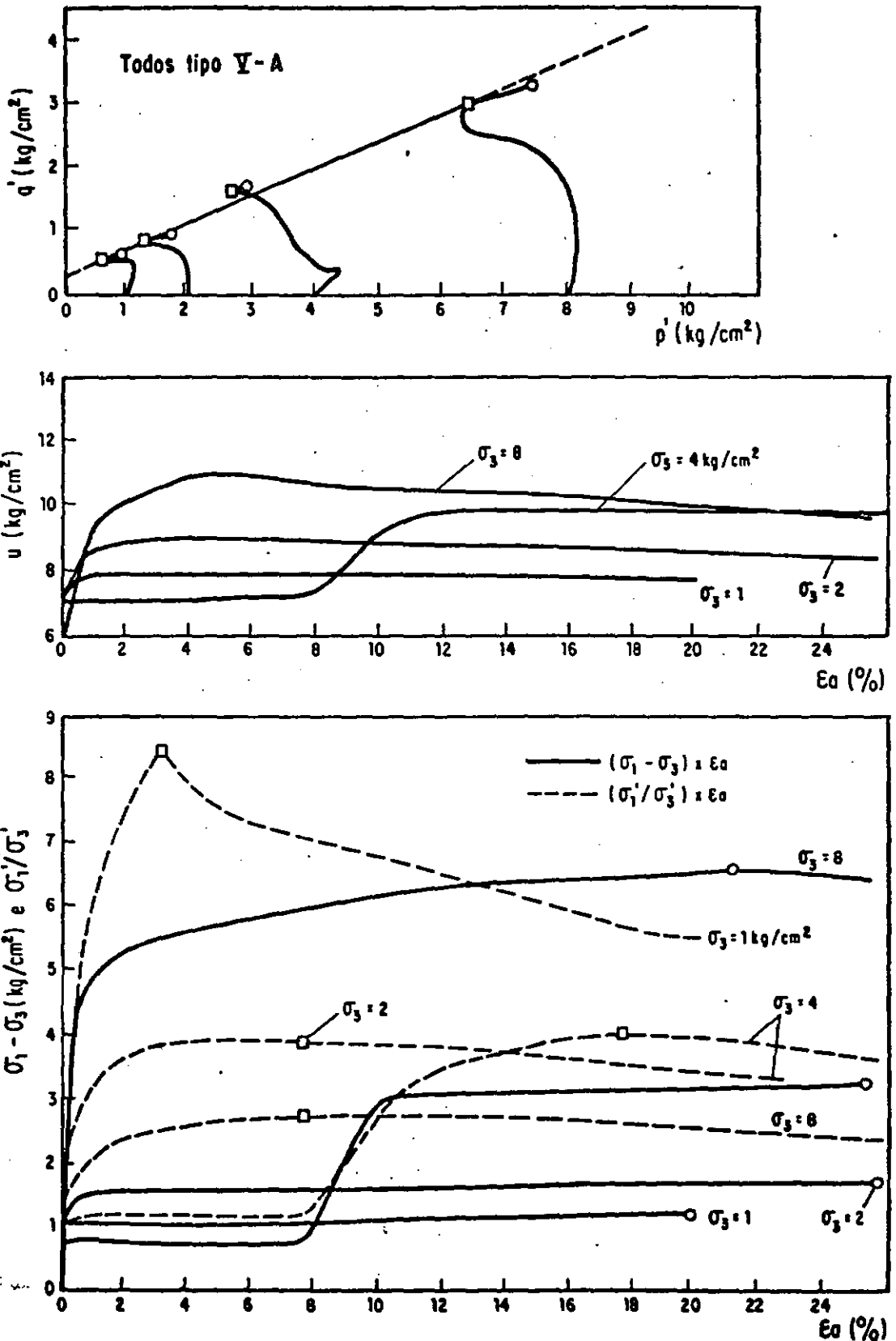


FIG. VI.40 - Ensaios $\bar{C}U_{SAT}$ - Compactação de Laboratório
Cetúlio Laterítico de Basalto - Tres Irmãos.

COMPACTAÇÃO : GC = 100% , $\Delta h = 0$

Estática

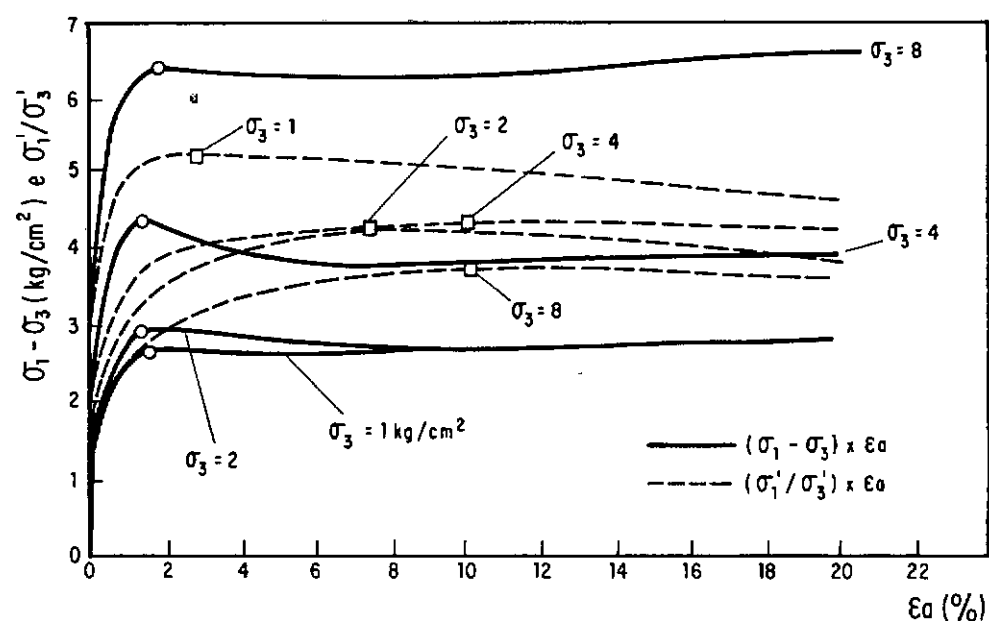
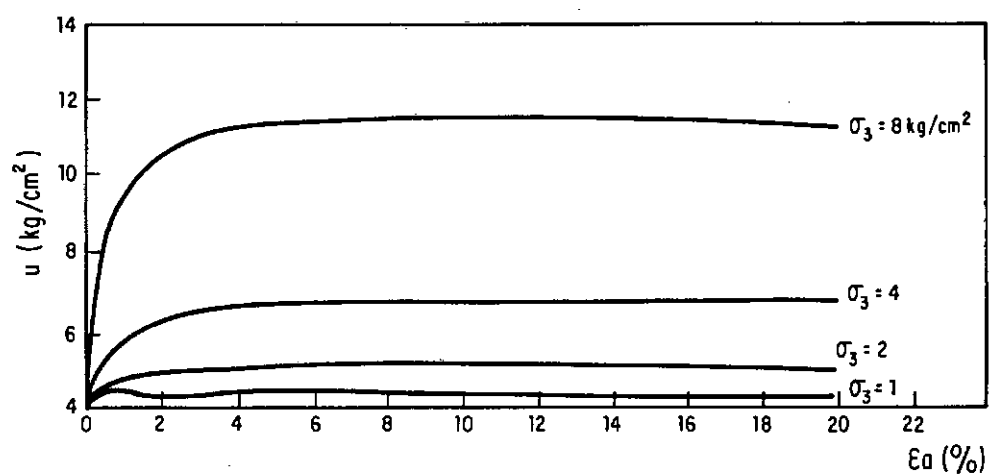
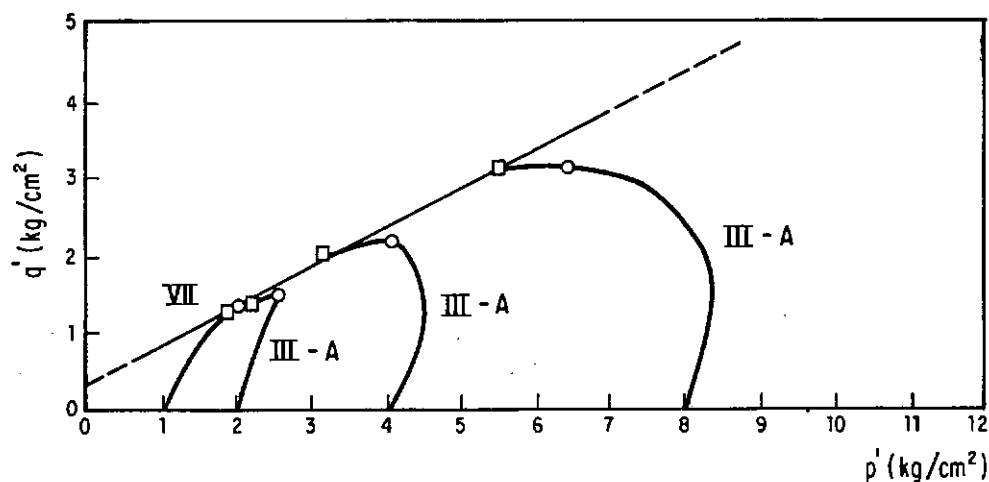


FIG. VI.41 - Ensaios $\bar{C}U_{SAT}$ - Compactação de Laboratório
Colúvio Laterítico de Gnaiss - Euclides da Cunha.

COMPACTAÇÃO: GC = 95% , $\Delta h = -2.5\%$

Pisoteamento

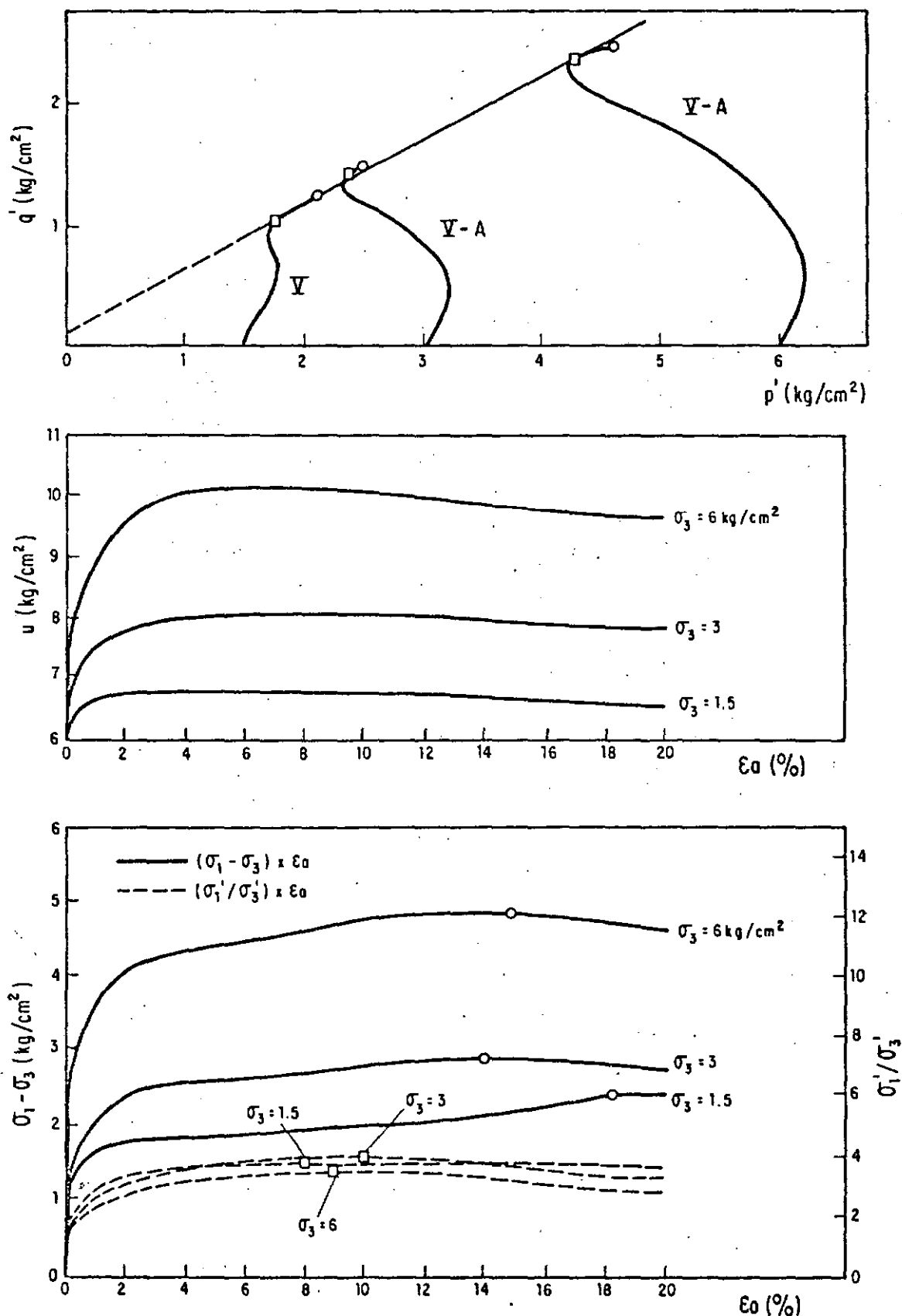


FIG. VI.42 - Ensaios $\bar{C}U_{SAT}$ - Compactação de Laboratório
Colúvio Laterítico de Migmatito - Aproveitamento
do Rio Juquila' (elxo B-2).

COMPACTAÇÃO : GC = 95% , $\Delta h = + 0.5\%$
Estática

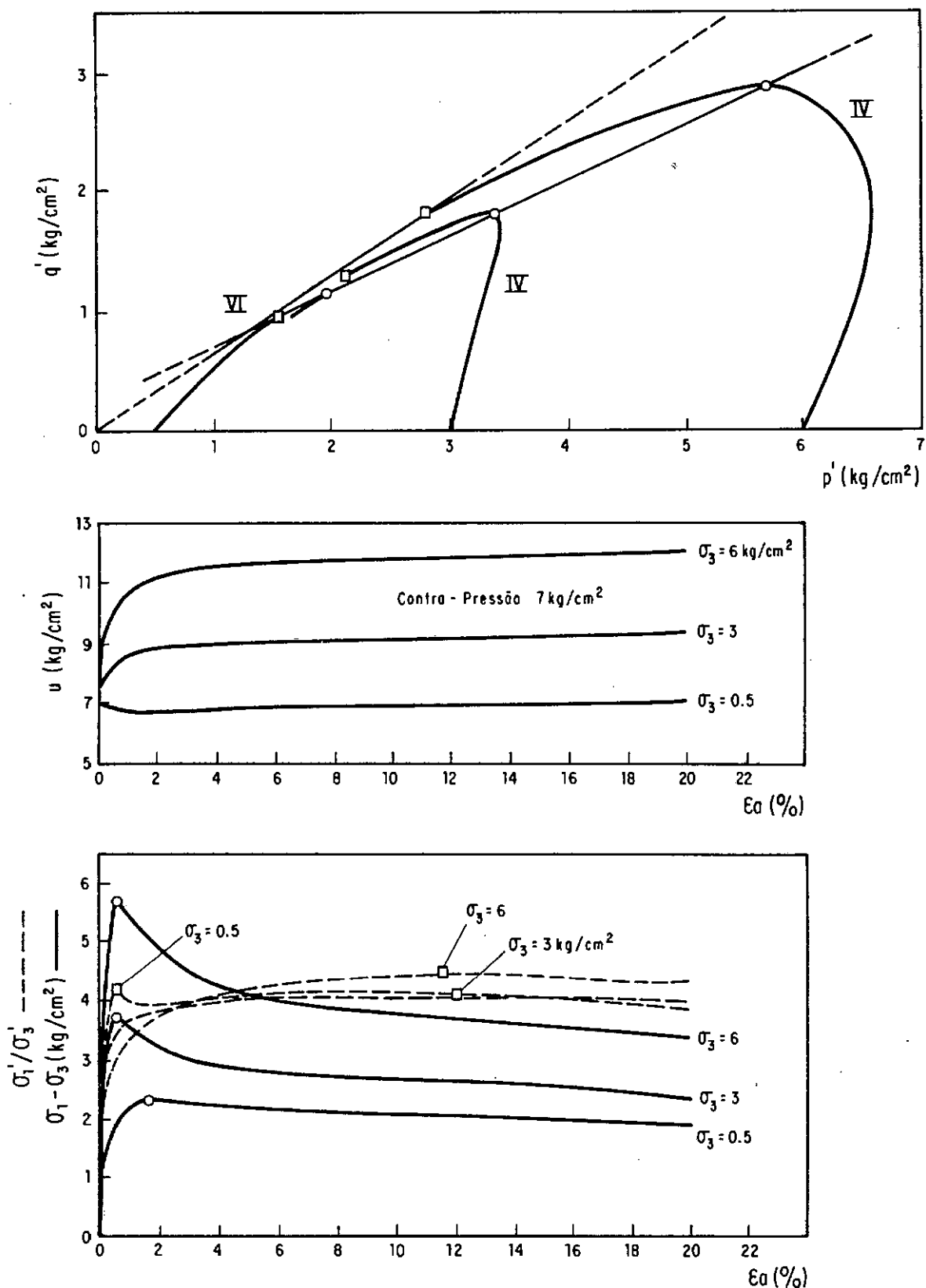


FIG. VI.43 - Ensaio \overline{CU}_{SAT} - Compactação de Laboratório
Colúvio Laterítico de Arenito - Rosana (poço 110).

COMPACTAÇÃO : GC = 92 % , $\Delta h = -2\%$
Pisoteamento

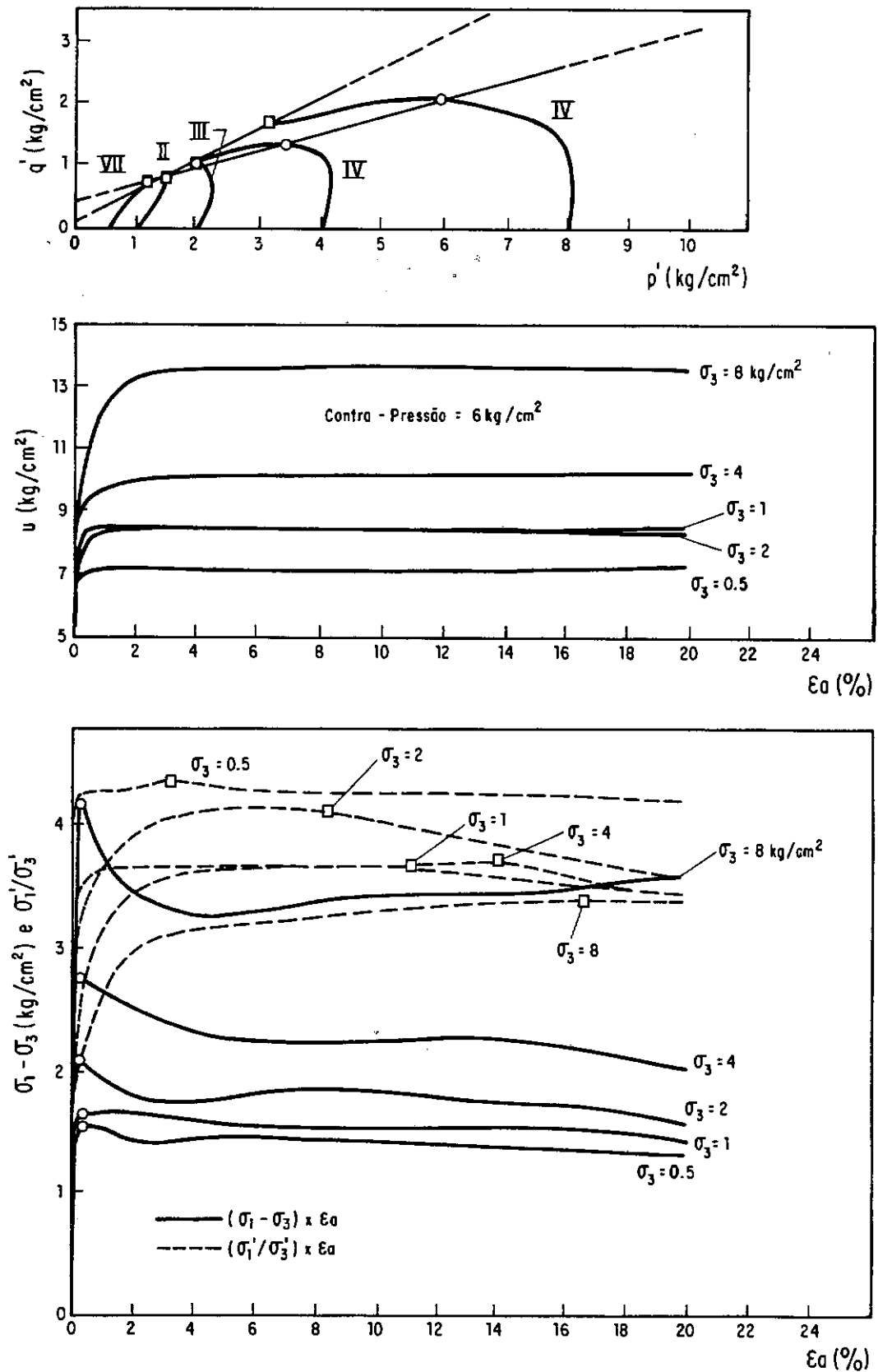


FIG. VI.44 - Ensaios \overline{CU}_{SAT} - Compactação de Laboratório
Colúvio Laterítico de Arenito - Porto Primavera (M. D.).

COMPACTAÇÃO: GC = 92% , $\Delta h = -2\%$
Pisoteamento

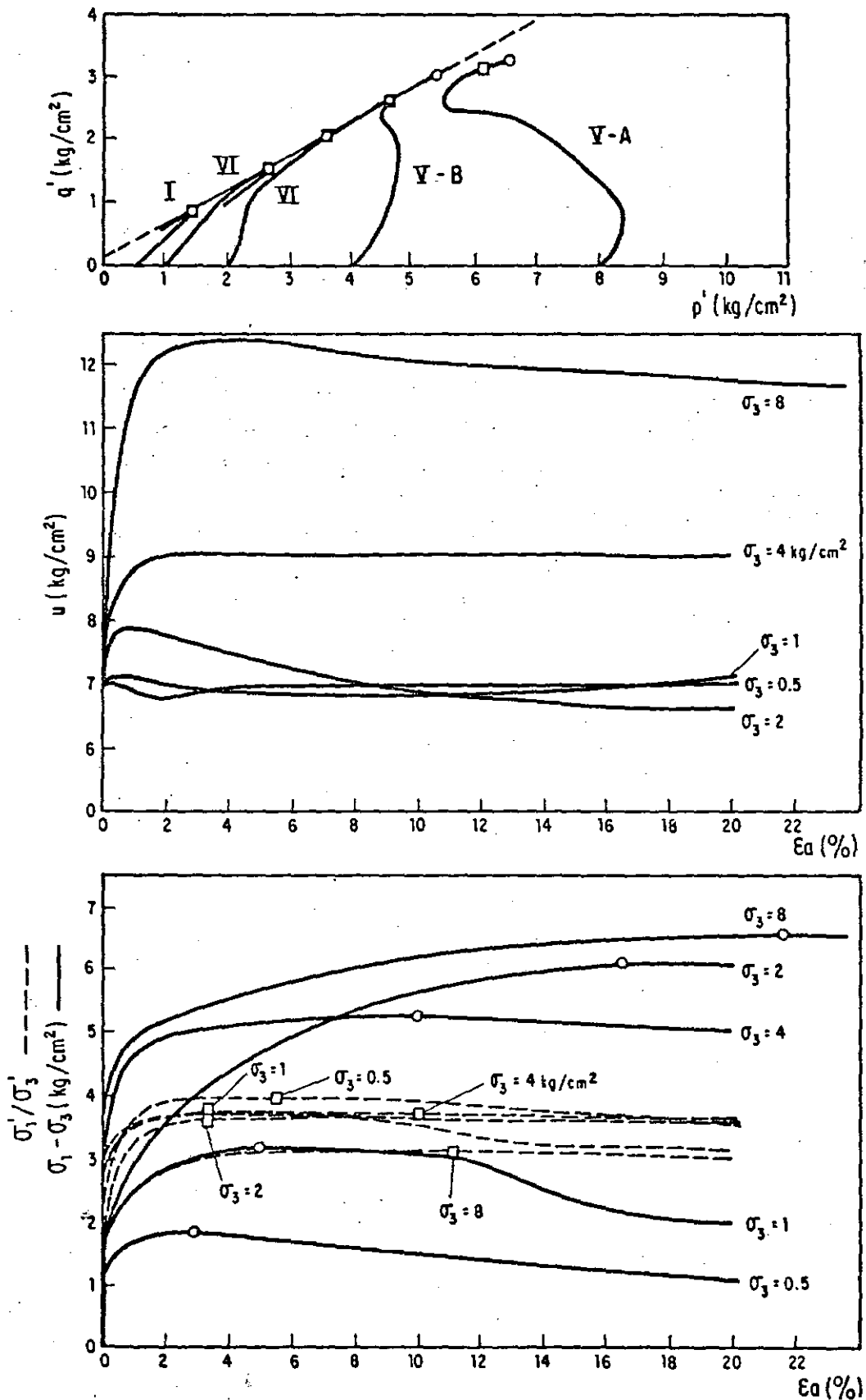


FIG. VI.45 - Ensaios $\bar{C}U_{SAT}$ - Compactação de Laboratório
Colúvio Laterítico de Arenito - Porto Primavera (M.E.).

COMPACTAÇÃO : GC = 95% , $\Delta h = + 0.5\%$
Pisoteamento

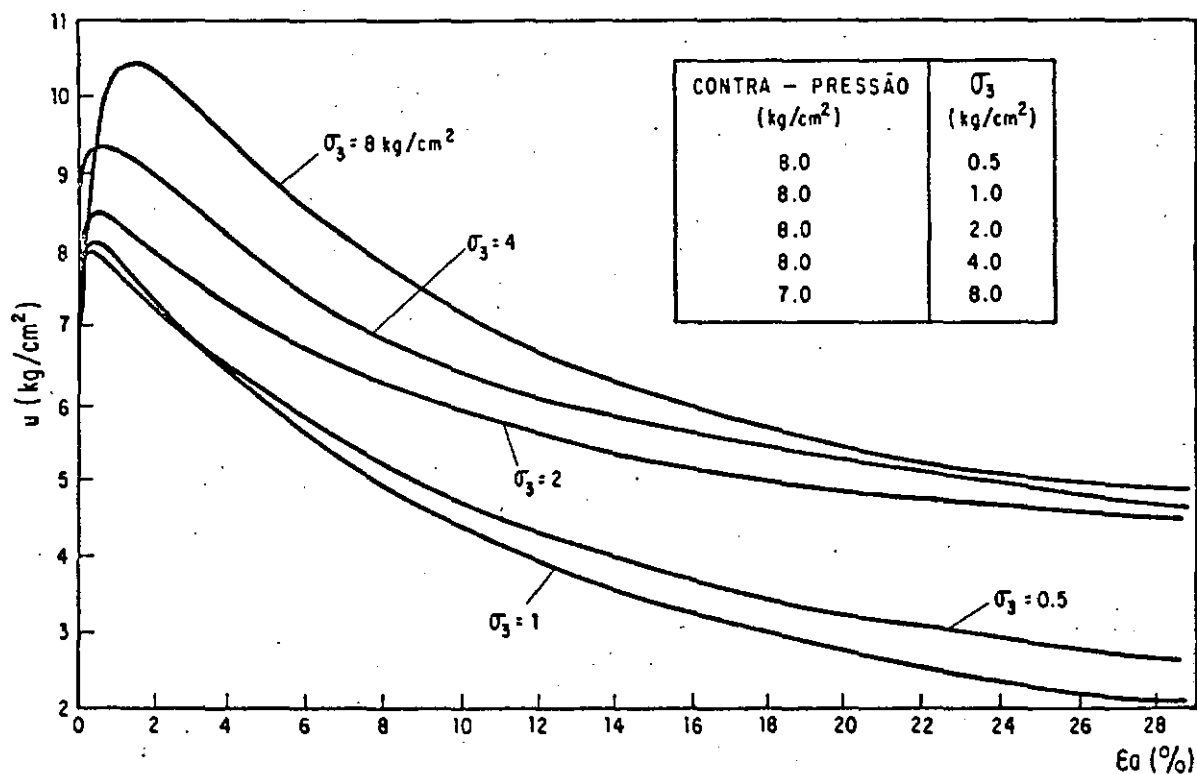
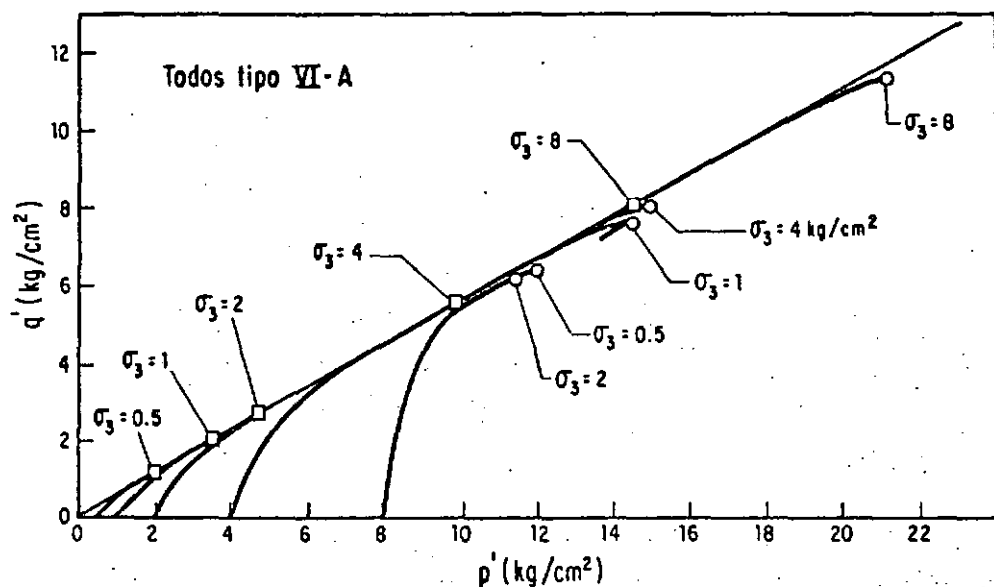
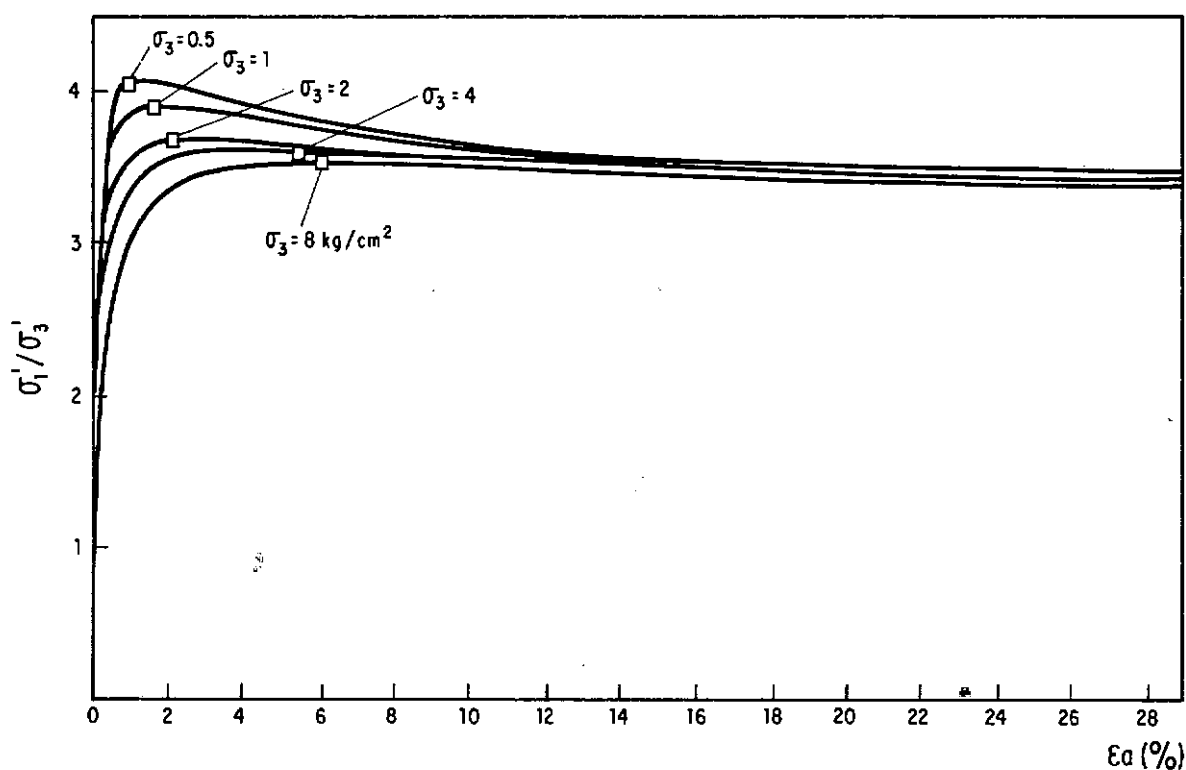
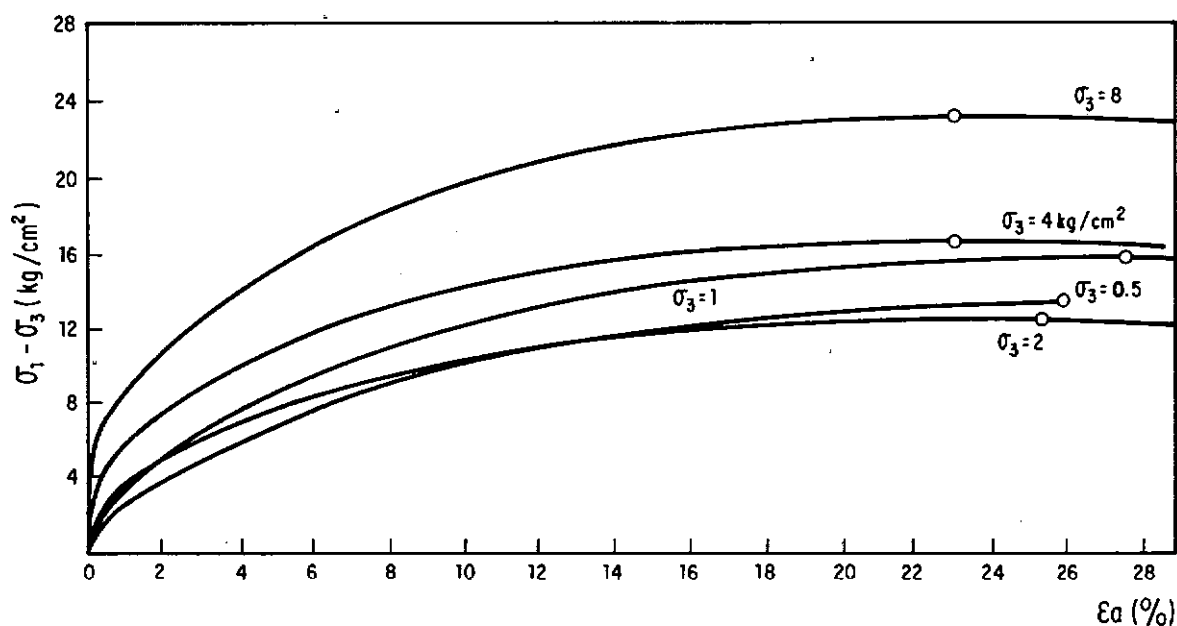


FIG. VI.46a - Ensaios \overline{CU}_{SAT} - Compactação de Laboratório
Colúvio Laterítico de Arenito - Porto Primavera (M.E.).
Gráficos : $p' \times q'$ e $u \times E_o$

COMPACTAÇÃO : GC = 95% , $\Delta h = + 0.5\%$

Pisoteamento

FIG. VI.46b - Ensaios $\bar{C}U_{SAT}$ - Compactação de Laboratório

Colúvio Laterítico de Arenito - Porto Primavera (M.E.).

Gráficos : $(\sigma_1 - \sigma_3) \times \epsilon_a$ e $(\sigma_1' / \sigma_3') \times \epsilon_a$

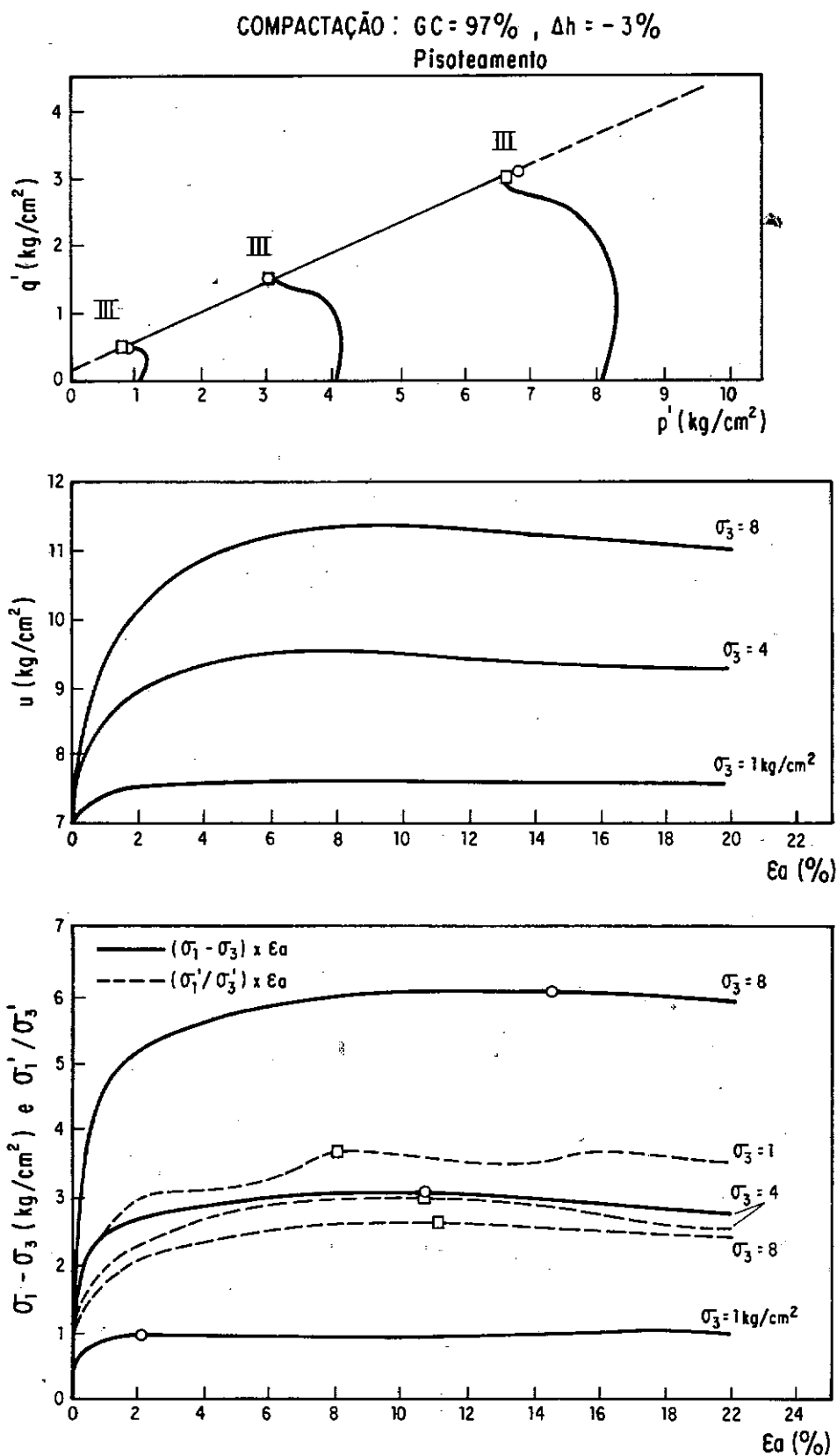


FIG. VI.47 - Ensaios $\bar{C}U_{SAT}$ - Compactação de Laboratório
Colúvio Pouco Laterizado de Argilito - Itaparica (área A-1).

COMPACTAÇÃO: GC = 100% , $\Delta h = 0$
Pisoteamento

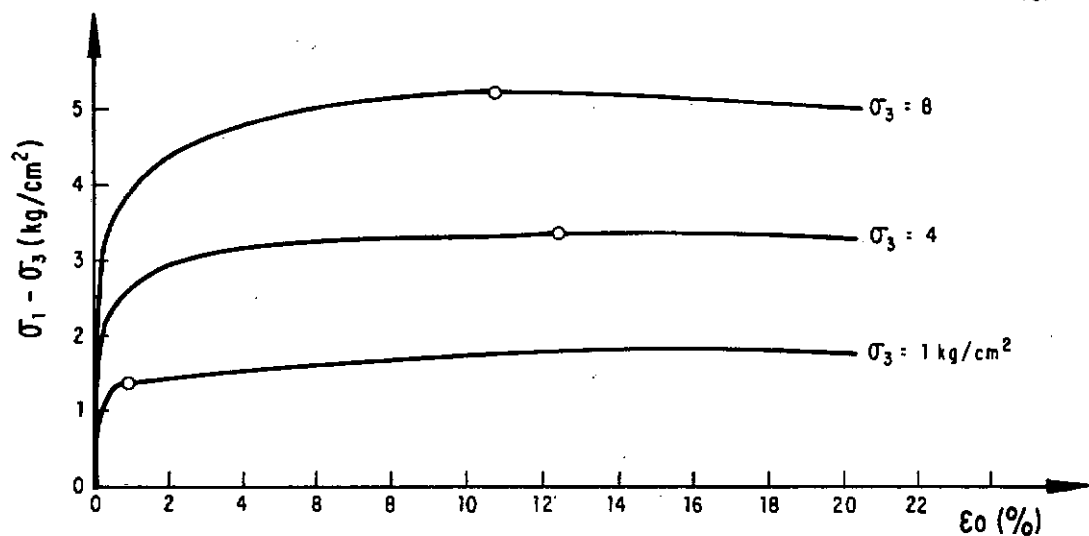
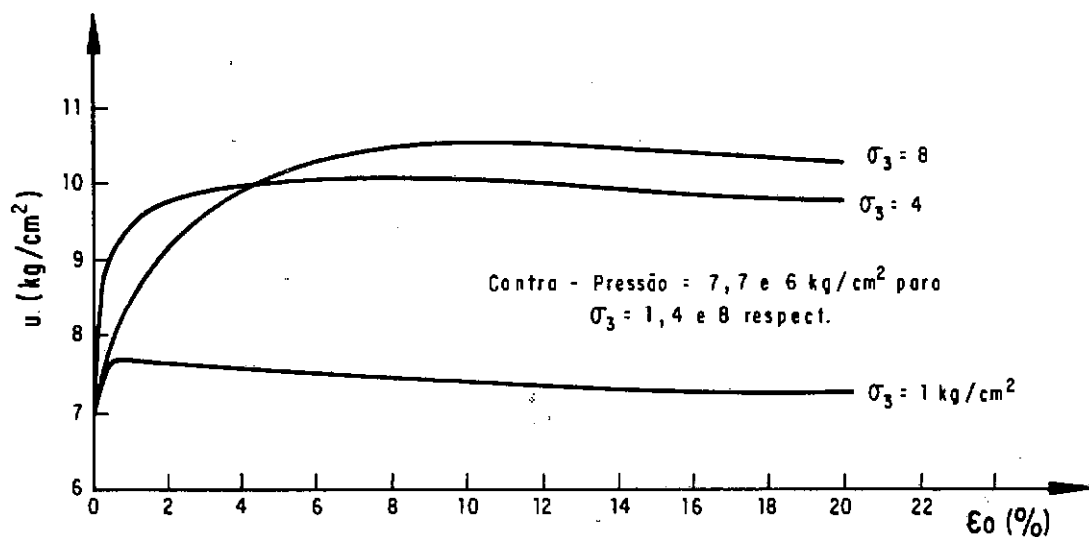
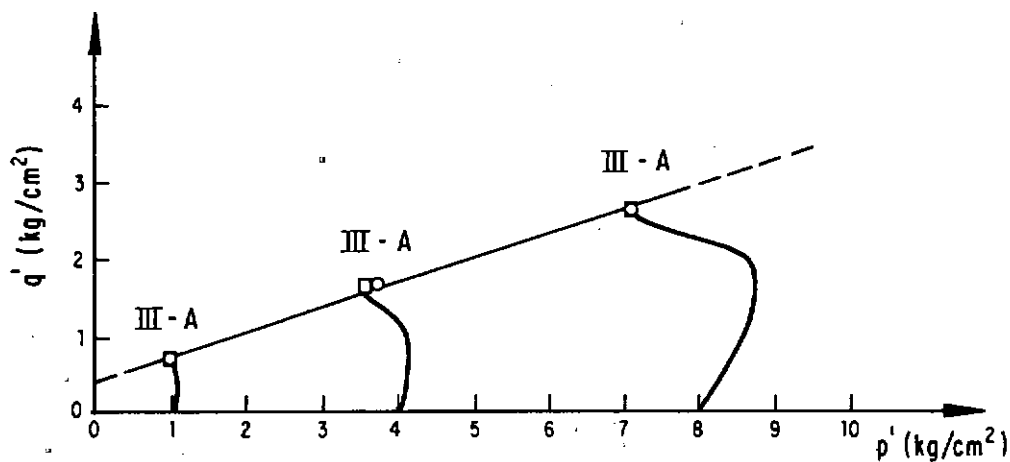


FIG. VI.48 - Ensaios \overline{CU}_{SAT} - Compactação de Laboratório.
Colúvio Pouco Laterizado de Argilito - Itaparica (área B).

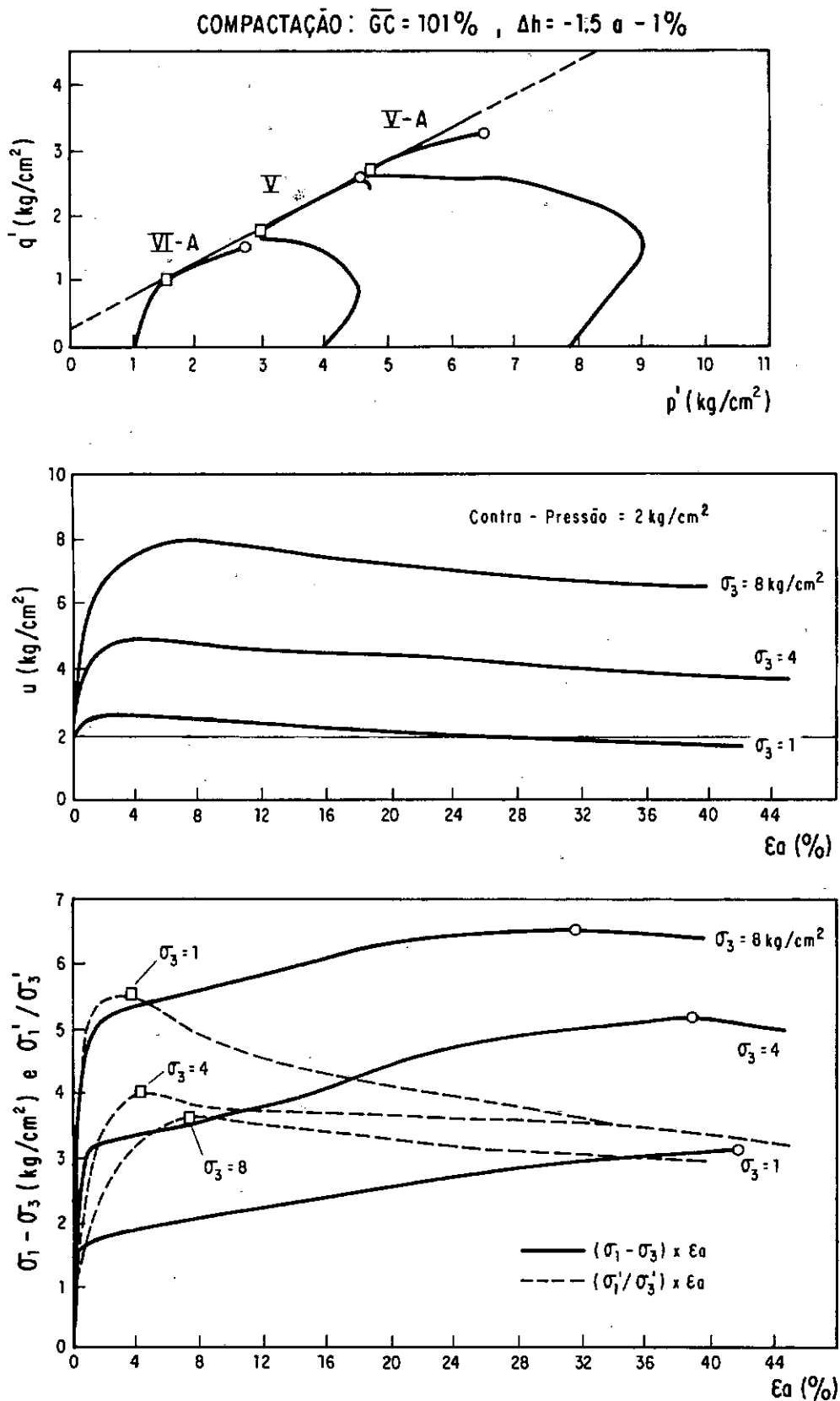


FIG. VI.49 - Ensaios $\bar{C}U_{SAT}$ - Compactação de Campo (am. TSE-02)
Colúvio Pouco Laterizado de Basalto - Tucuruí (área 2A).

COMPACTAÇÃO: GC = 97% , $\Delta h = +1\%$
Estática

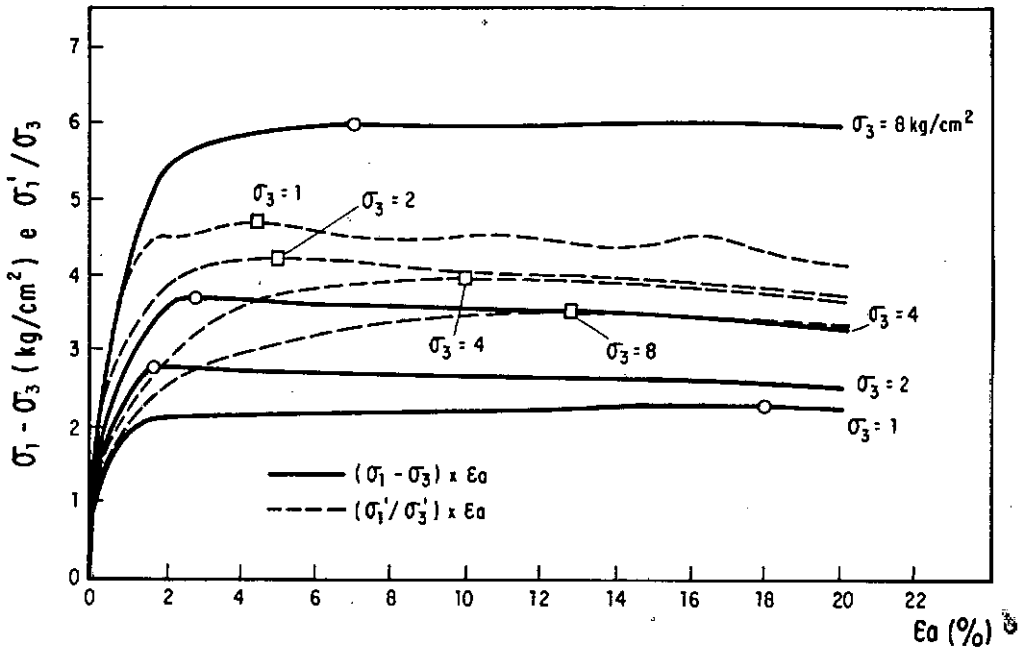
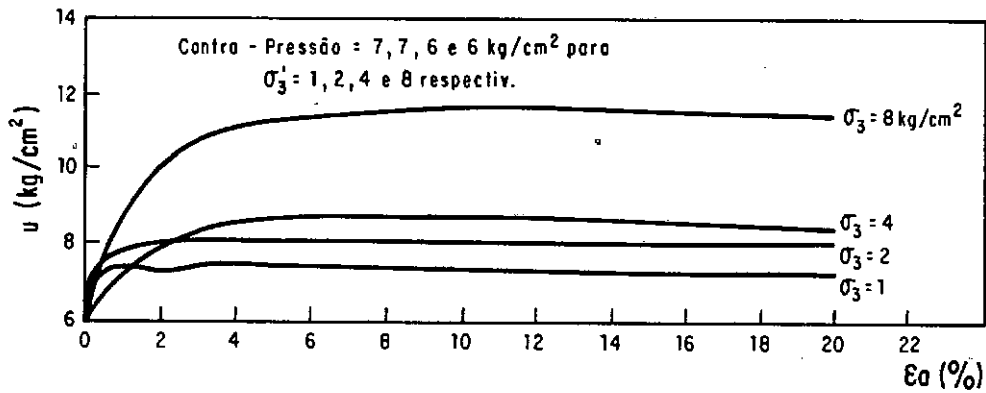
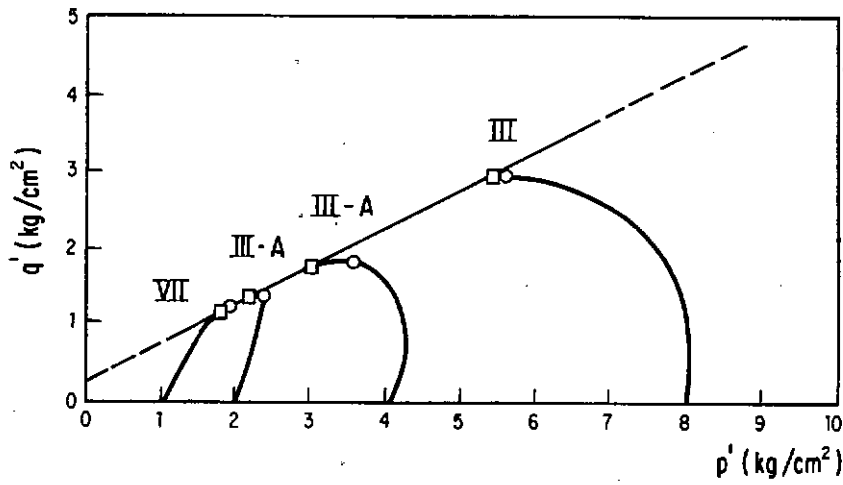


FIG. VI. 50 - Ensaios \overline{CU}_{SAT} - Compactação de Laboratório
Solo Saprolítico de Basalto - Nova Avanhandava (M. E.).

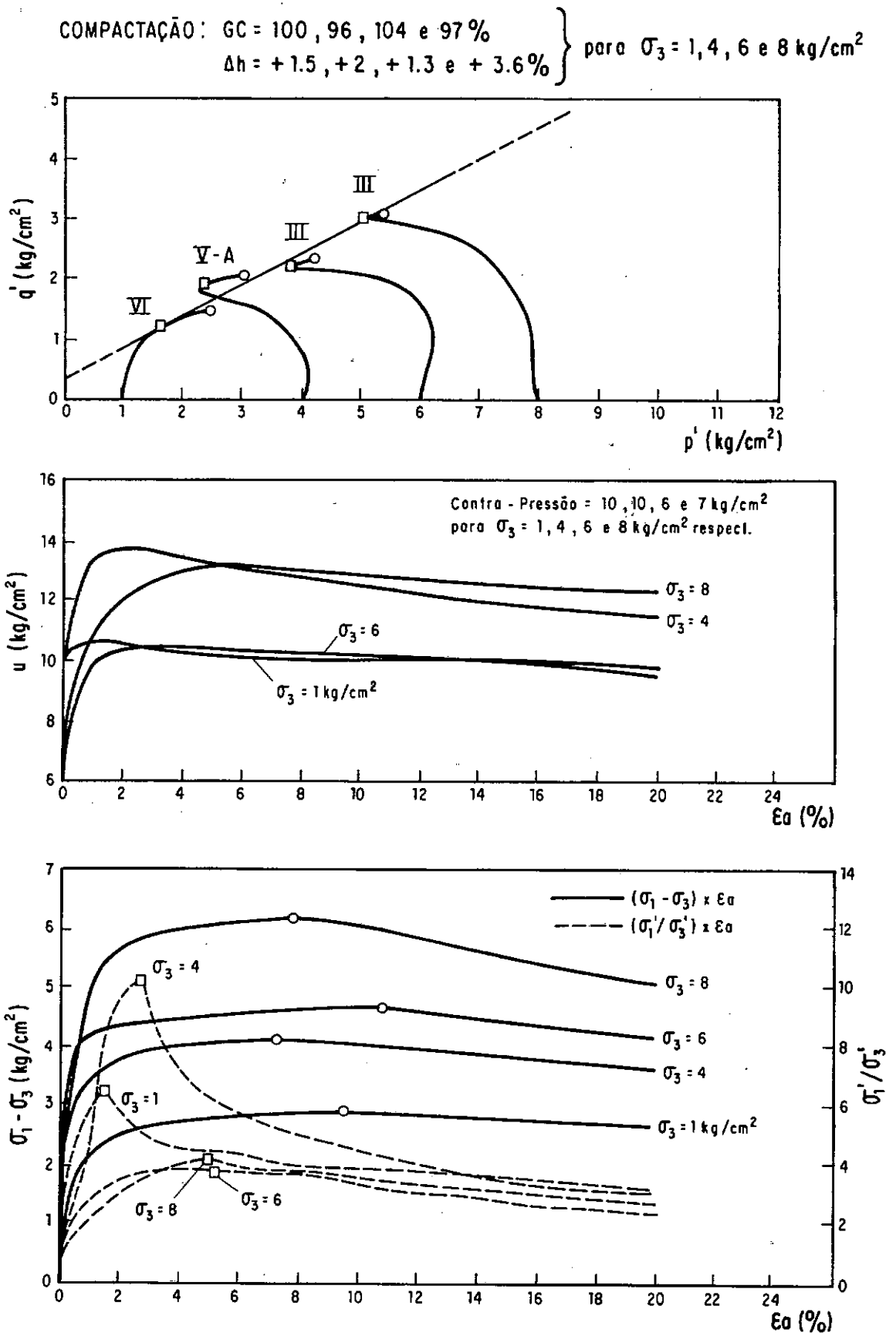


FIG. VI.51 - Ensaios $\bar{C}U_{SAT}$ Compactação de Campo (am. indef. nº 5)
 Solo Saprolítico de Basalto - Nova Avanhandava (M.E.).

COMPACTAÇÃO: GC = 95% , $\Delta h = +2\%$

Pisoteamento

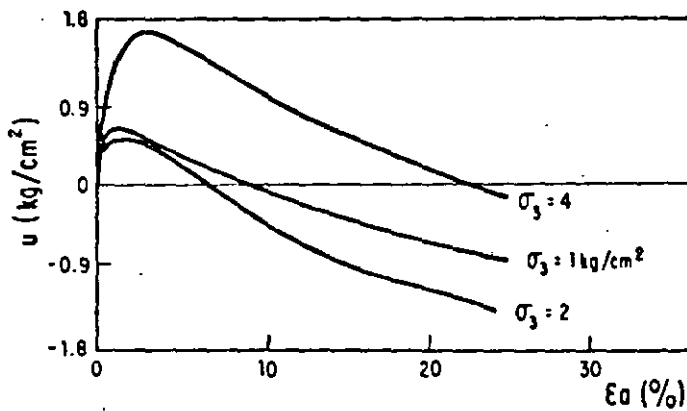
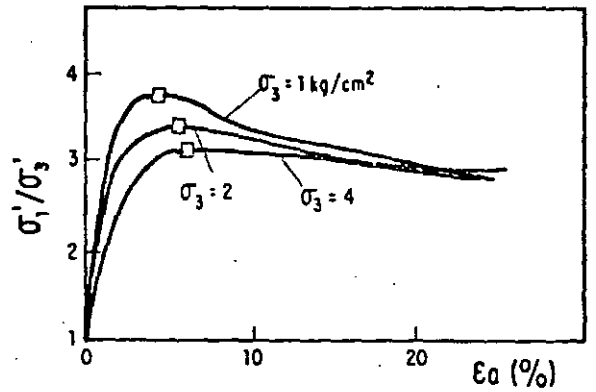
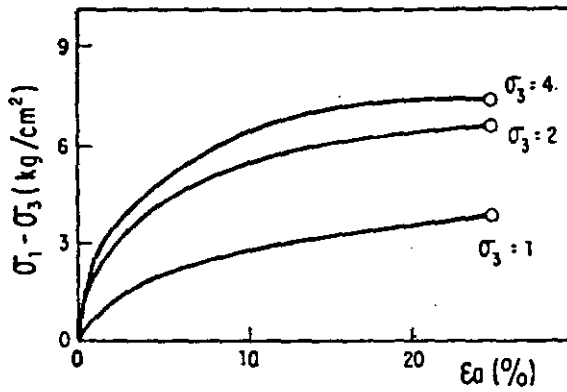
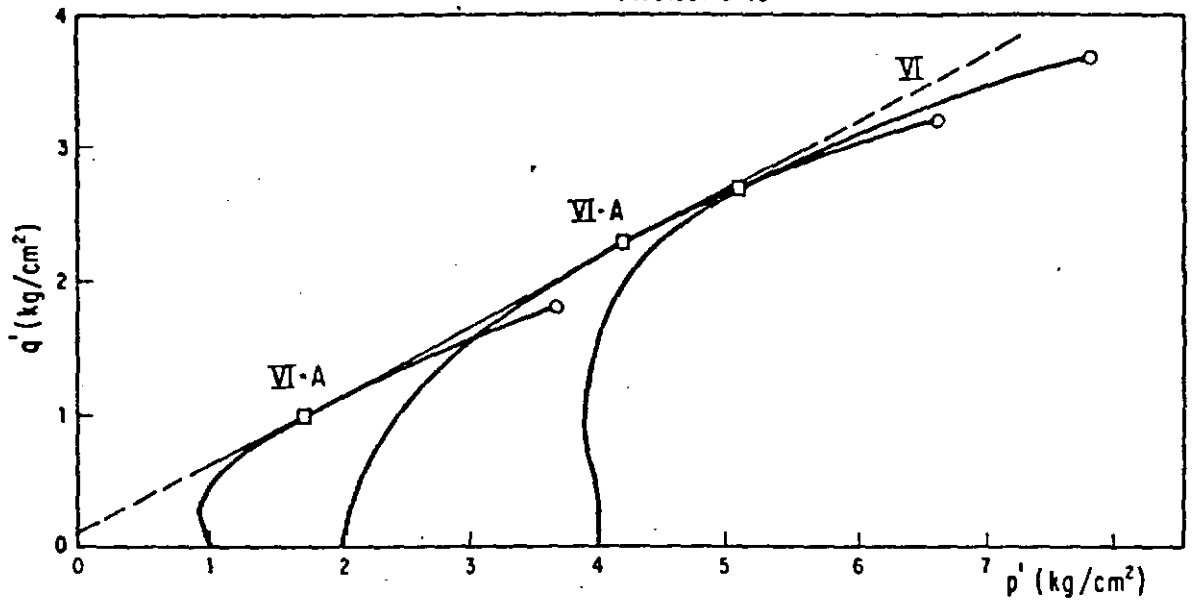


FIG. VI.52 - Ensaios \overline{CU}_{SAT} - Compactação de Laboratório
Solo Saprolítico de Filito - Manso (JT-3).

COMPACTAÇÃO: GC = 97% , $\Delta h = -1\%$
Estática

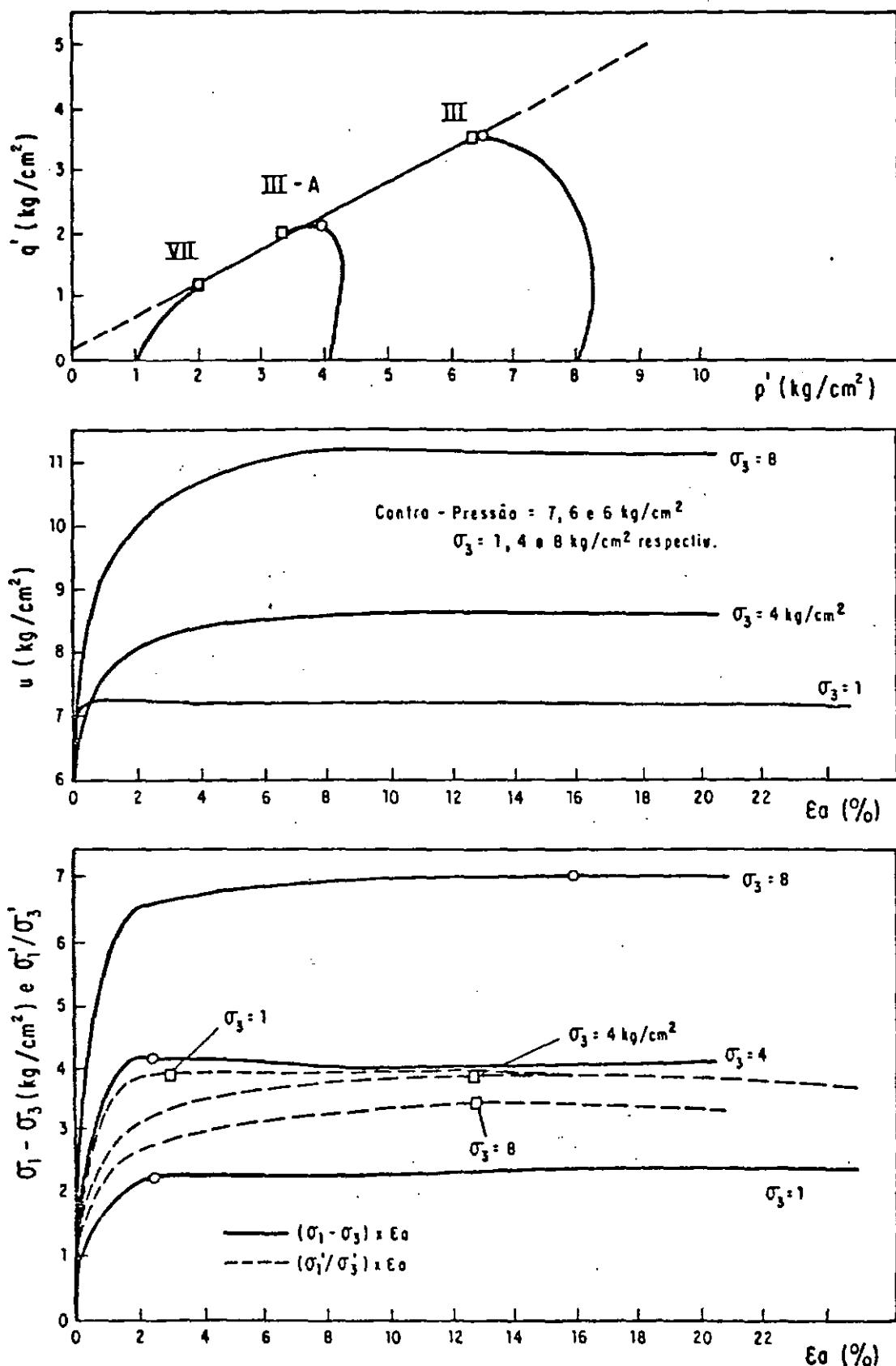


FIG. VI.53 - Ensaios \overline{CU}_{SAT} - Compactação de Laboratório (am. da A. E.)
Solo Saprolítico de Gnaisse - Euclides da Cunha.

COMPACTAÇÃO: GC = 95% , Ab = 2%

Dinâmica

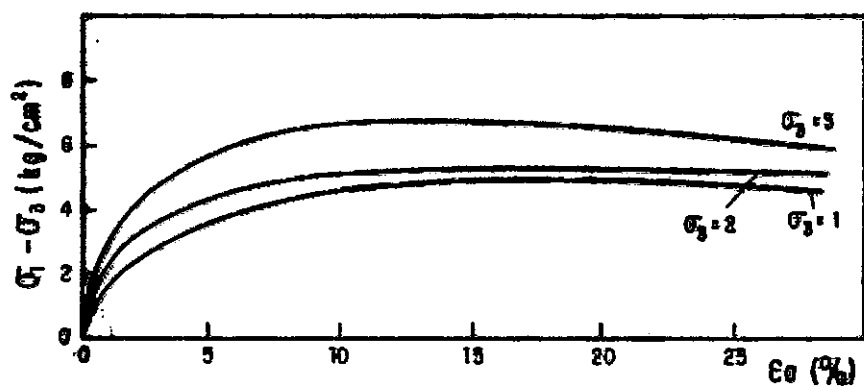
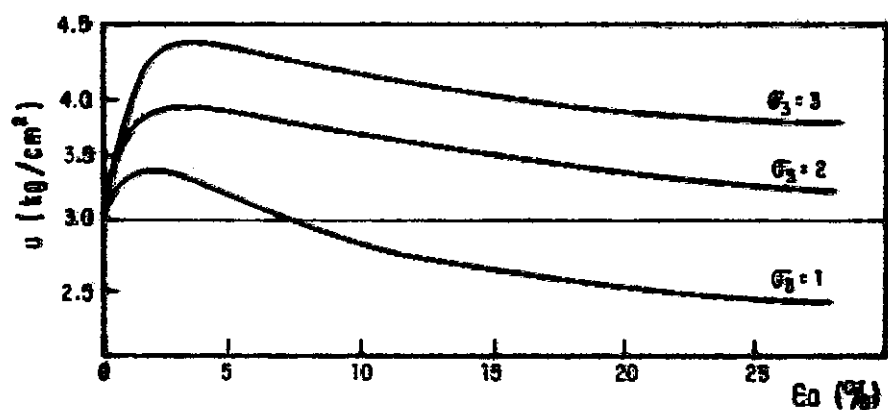
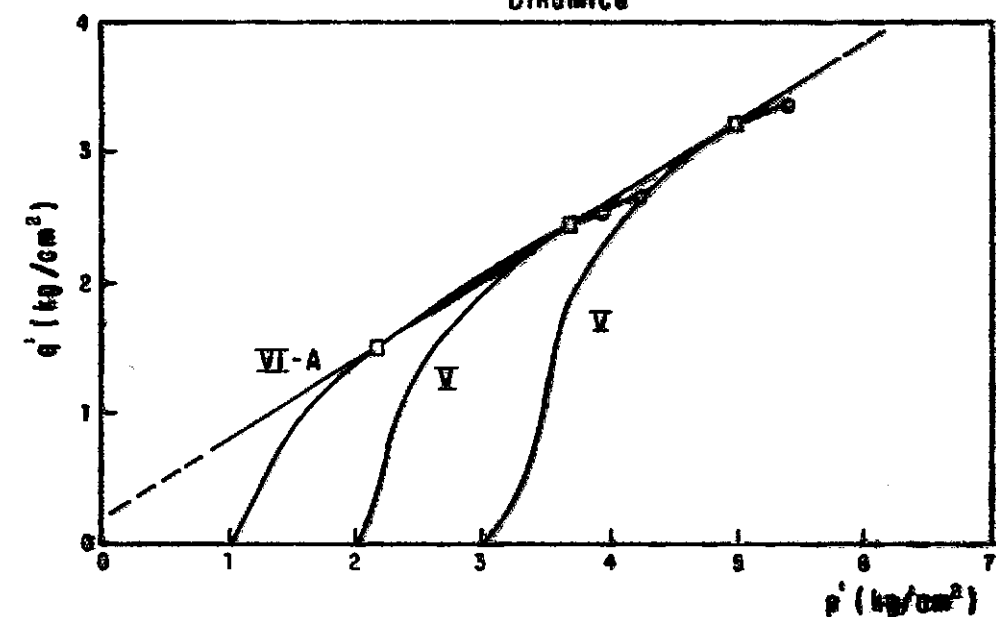
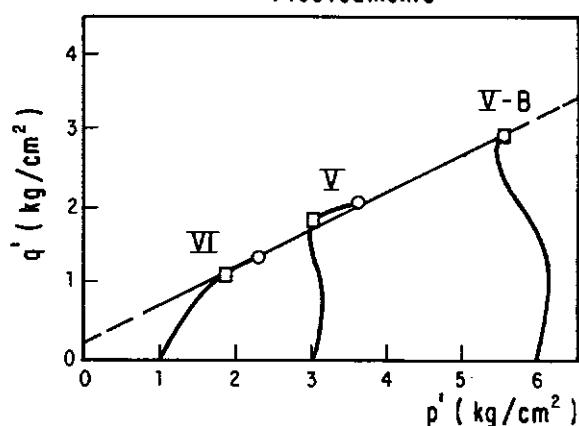


FIG. VI.54 - Ensaios $\bar{C}U_{SAT}$ - Compactação de Laboratório
Solo Sopolítico de Gnaiss - Chapéu D'uvas.

COMPACT.: GC = 95% , $\Delta h = -2\%$
Pisoteamento



COMPACT.: GC = 98% , $\Delta h = +2\%$
Pisoteamento

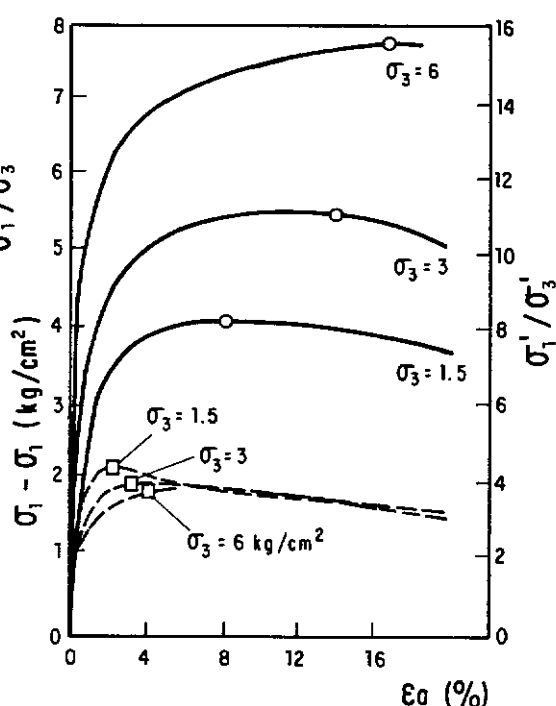
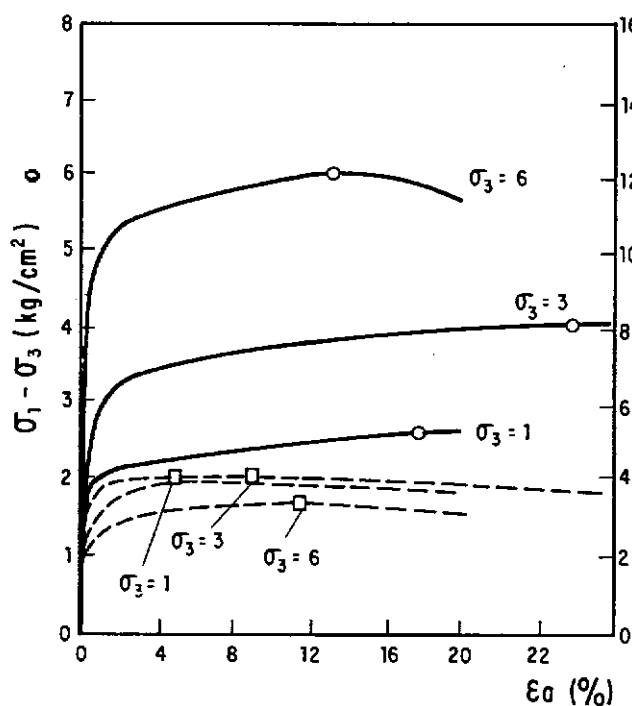
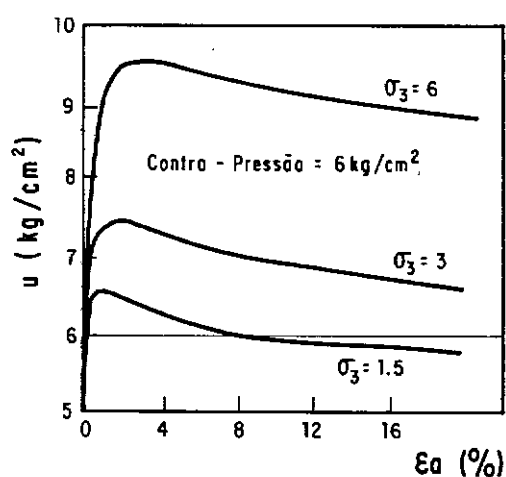
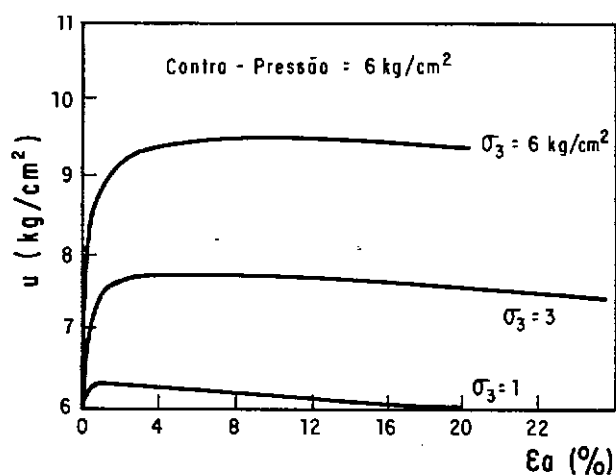
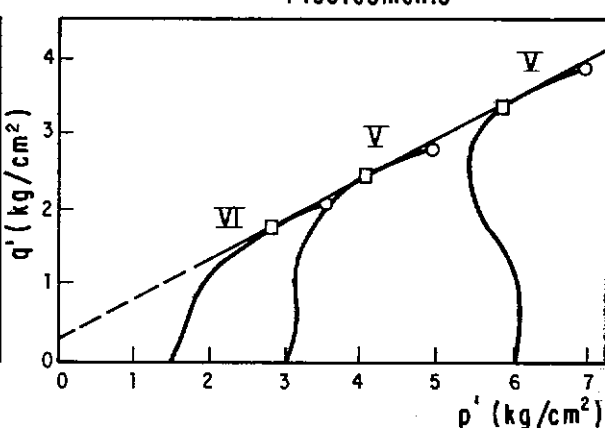


FIG. VI.55 - Ensaios $\bar{C}U_{SAT}$ - Compactação de Laboratório
Solo Saprolítico de Migmatito - Aproveitamento
do Rio Juquid' (eixo GD-2).

COMPACTAÇÃO : GC = 95% , $\Delta h = +1.7\%$
Pisoteamento

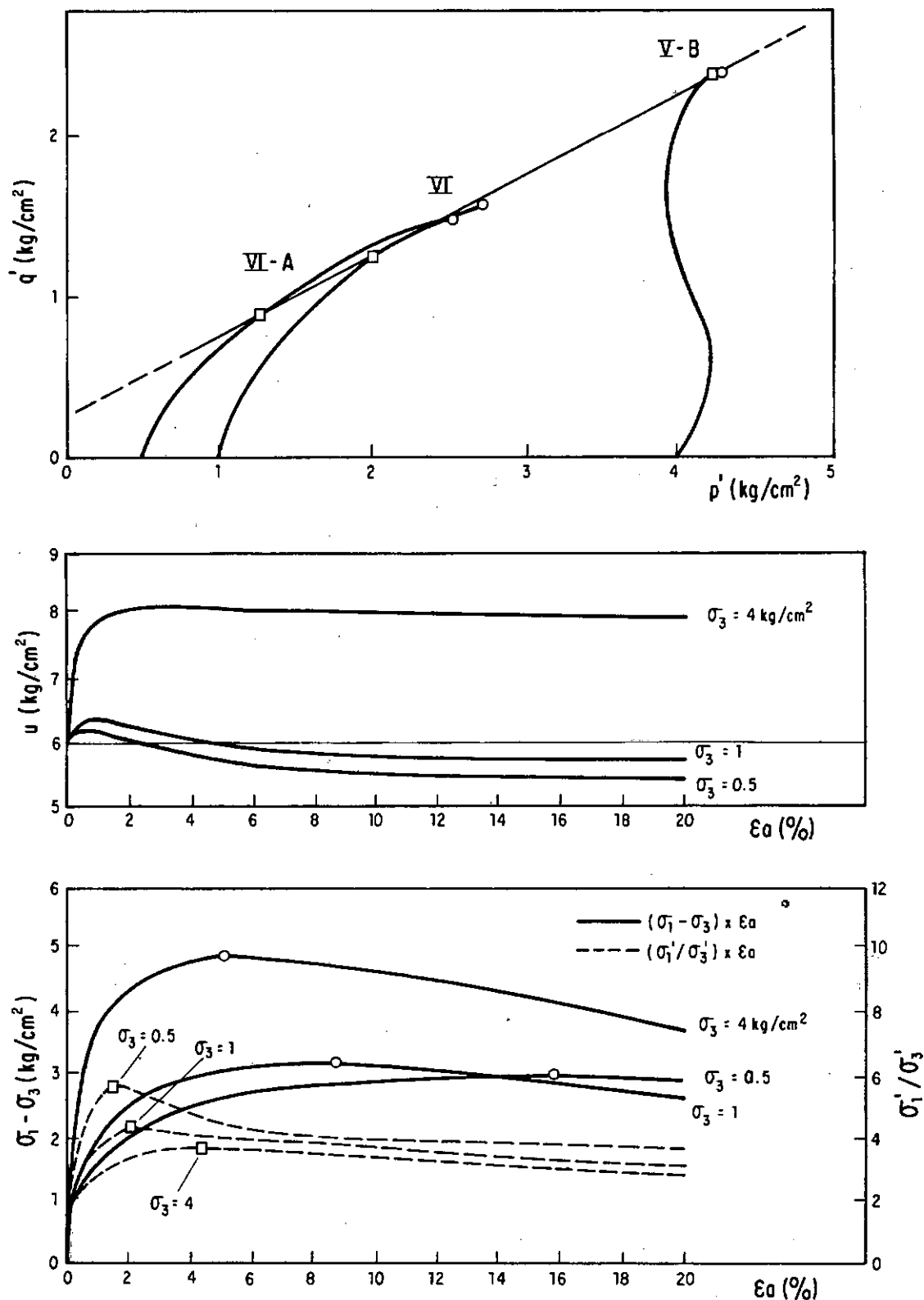


FIG. VI.56 - Ensaios \overline{CU}_{SAT} - Compactação de Laboratório
Solo Saprólítico de Migmatito - Bacia do Rio Pardo (eixo Barreiro).

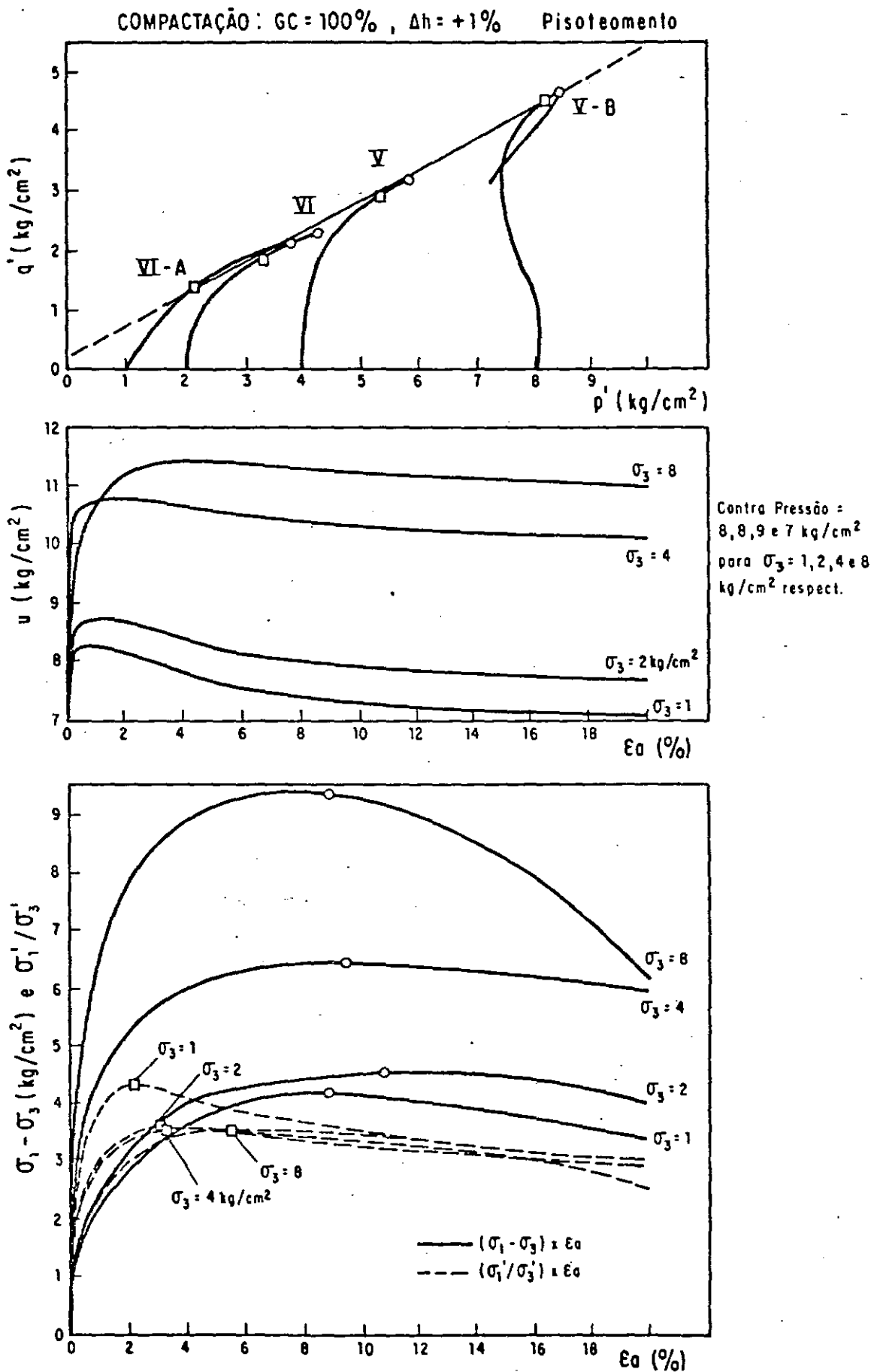


FIG. VI.57 - Ensaios \overline{CU}_{SAT} - Compactação de Laboratório
Solo Saprolítico de Xisto e Granito - Emborcação.

COMPACTAÇÃO: GC = 95% , $\Delta h = +2\%$

Pisoteamento

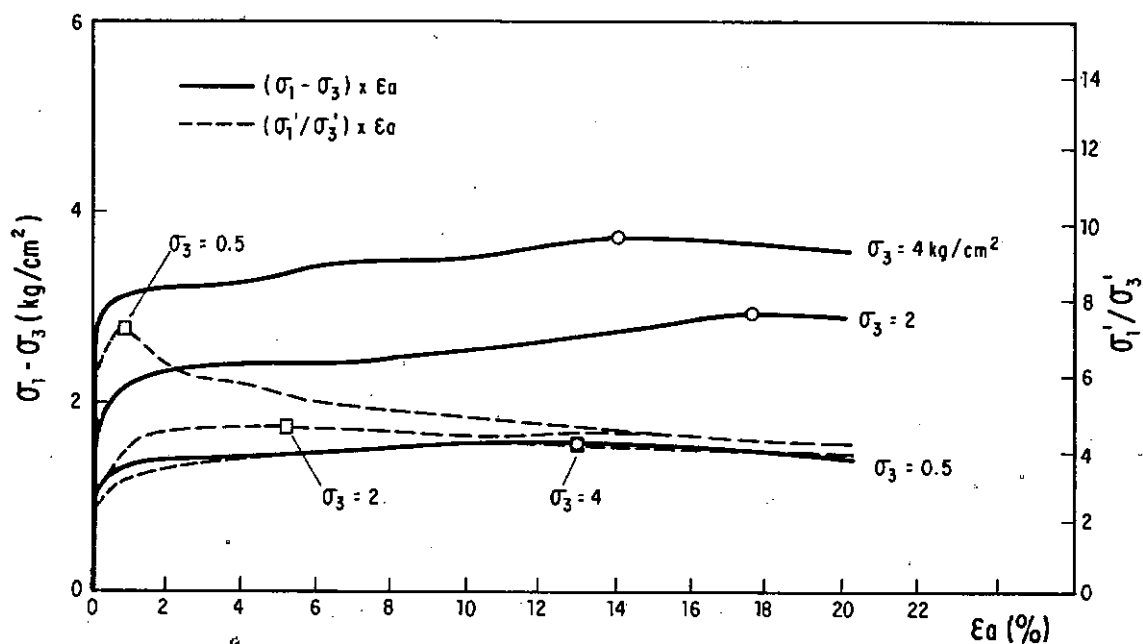
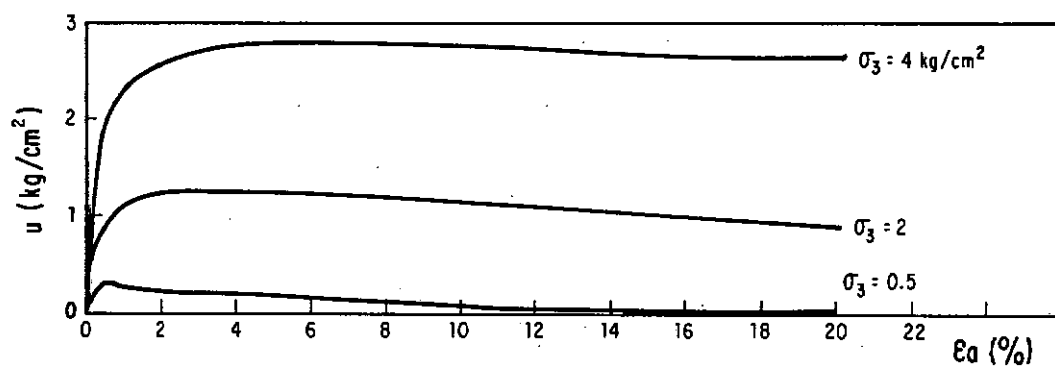
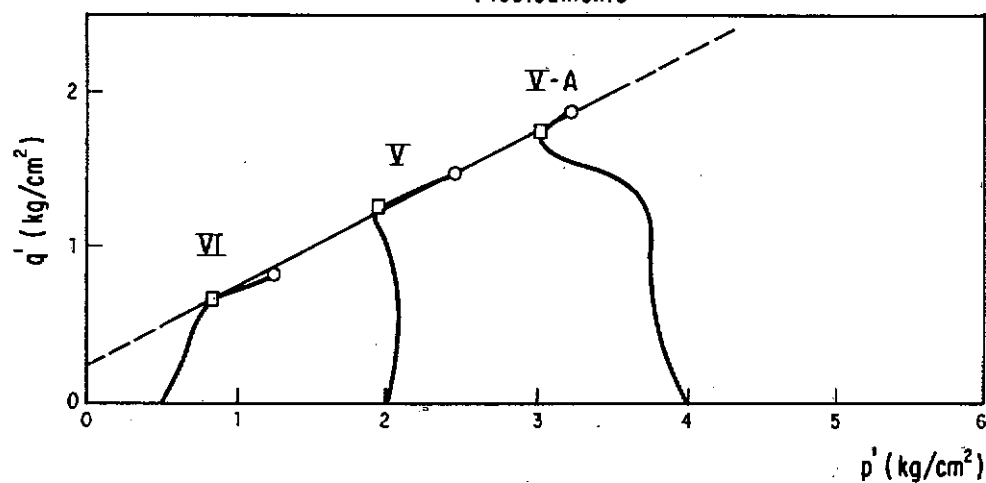


FIG. VI.58 - Ensaios $\bar{C}U_{SAT}$ - Compactação de Laboratório (am. TFBD - 6)
Solo Transportado - Aluvião - Baguari.

COMPACTAÇÃO: GC = 95% , $\Delta h = +2\%$

Pisoteamento

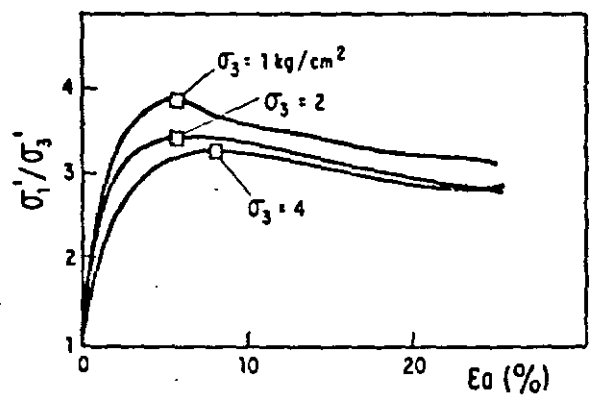
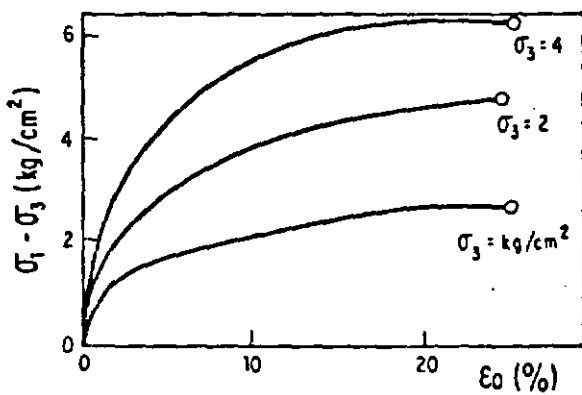
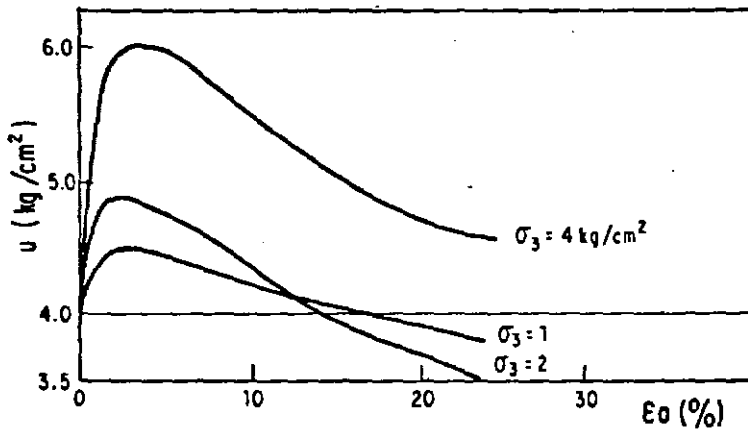
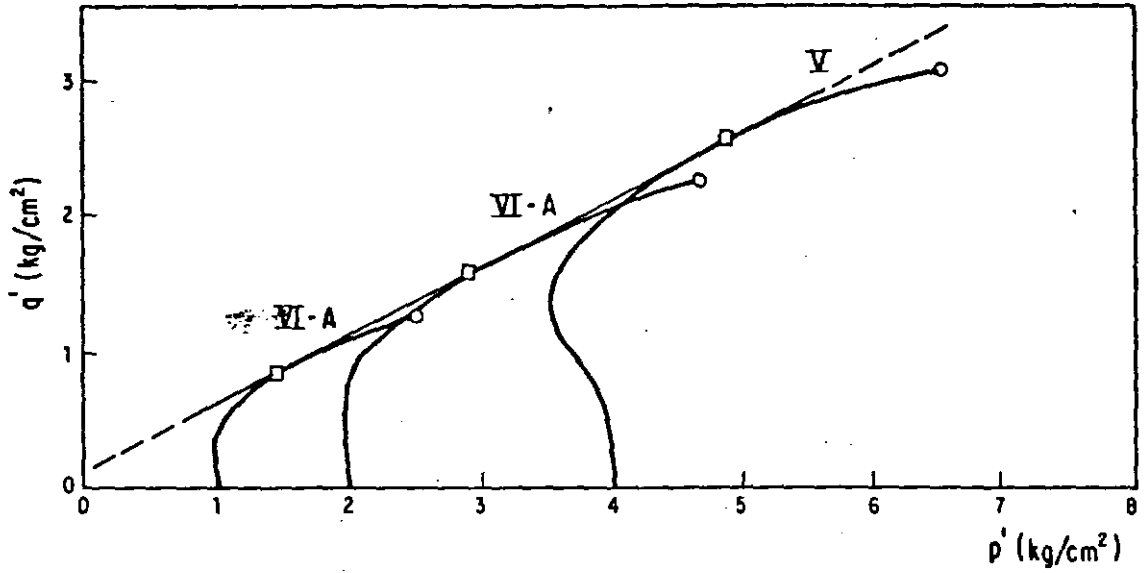


FIG. VI.59 - Ensaios $\bar{C}U_{SAT}$ - Compactação de Laboratório
Solo Transportado - Aluvião - Manso (JT-5).

COMPACTAÇÃO : GC = 98 % , $\Delta h = 0$

Pisoleamento

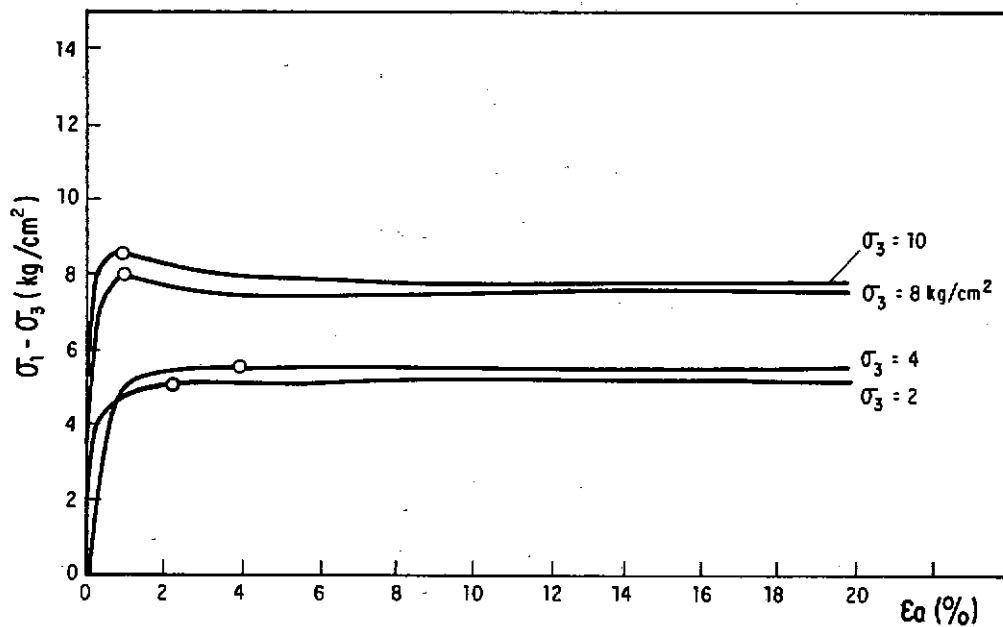
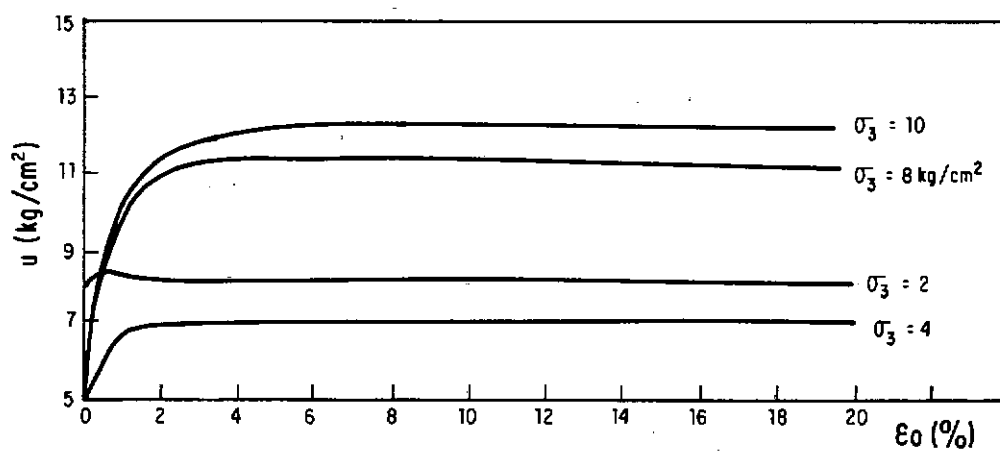
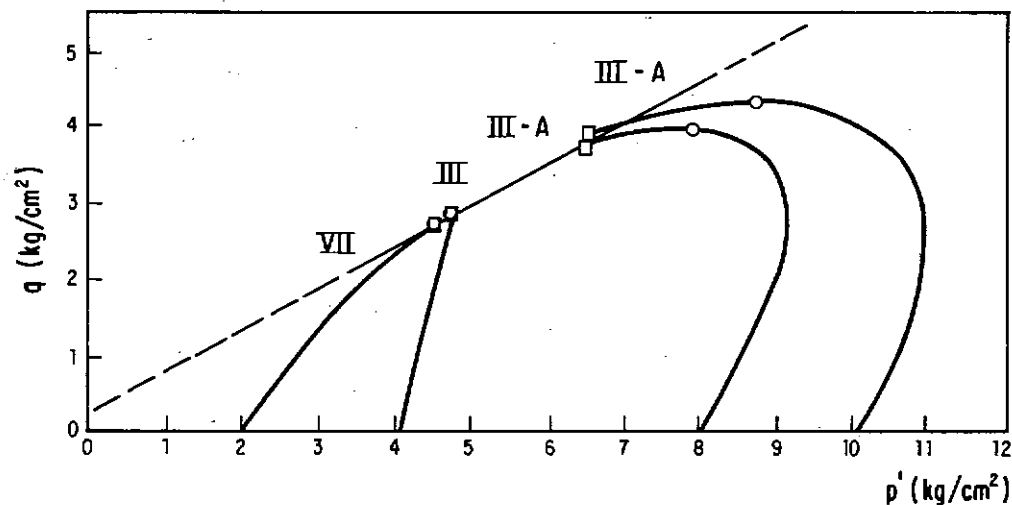


FIG. VI.60 - Ensaios \overline{CU}_{SAT} - Compactação de Laboratório
Solo Transportado - Colúvio de Sedimentos - Tucuruí (área 4C).

COMPACTAÇÃO : GC = 98% , $\Delta h = 0$
Pisoteamento

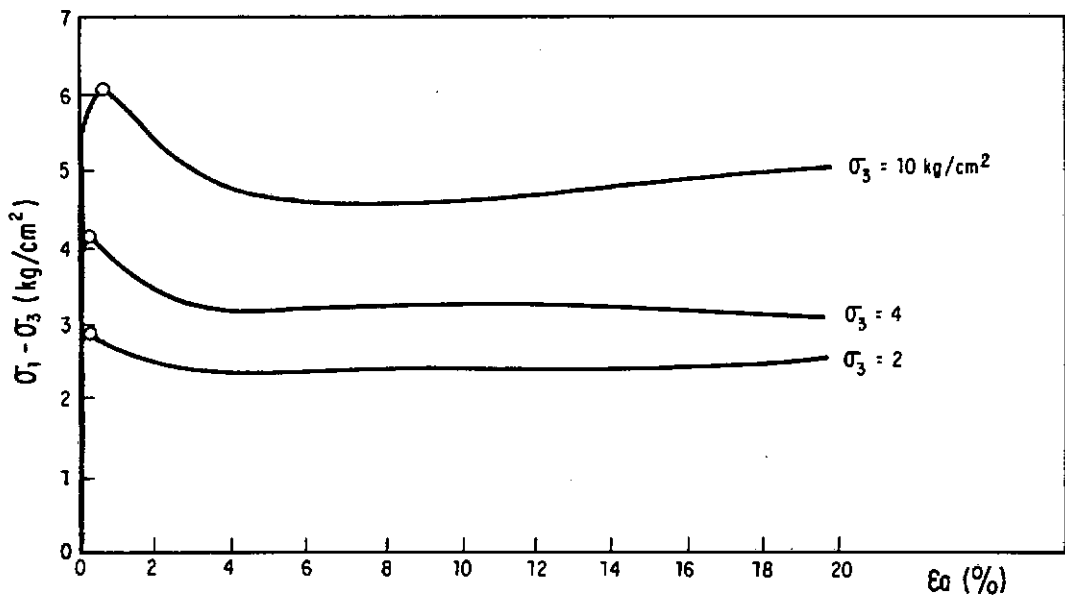
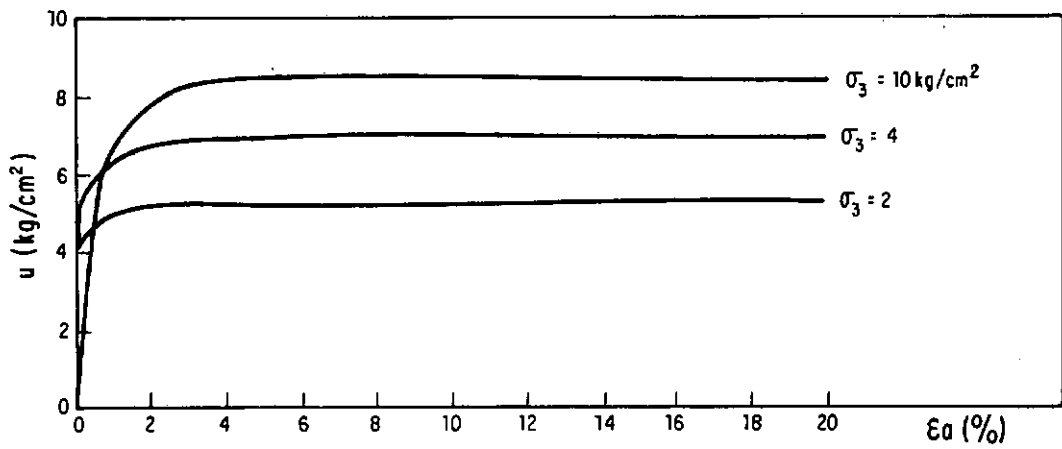
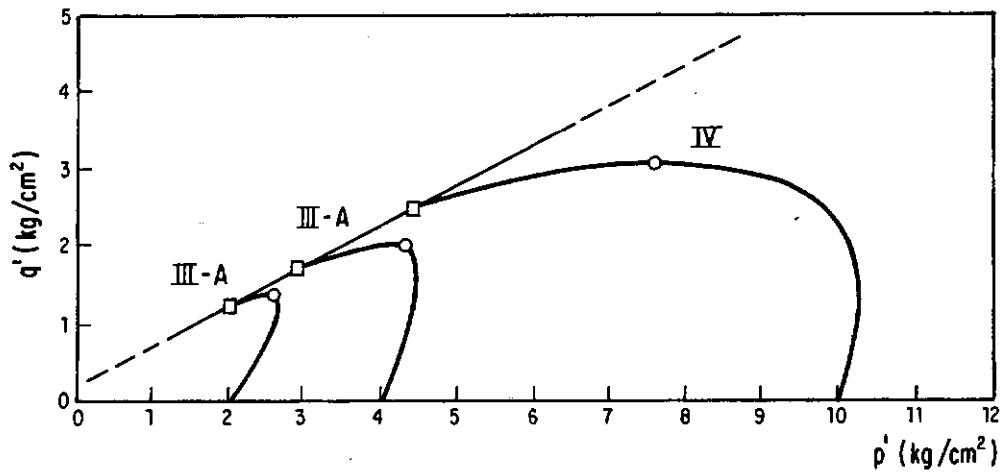


FIG. VI.61 - Ensaios $\bar{C}\bar{U}_{SAT}$ - Compactação de Laboratório

Solo Transportado - Colúvio de Sedimentos - Tucuruí (área 5).

VI.2.3 Algumas Comparações Entre Compactação de Campo e Laboratório

Durante a fase de análise dos diferentes ensaios, observou-se que alguns comportamentos típicos encontrados em ensaios sobre amostras compactadas em laboratório não foram confirmados em amostras talhadas de blocos indeformados do maciço ou de aterros experimentais.

Neste item reúnem-se alguns exemplos ilustrativos deste fato, tendo-se tido o cuidado de comparar amostras semelhantes, tanto ao nível da caracterização quanto dos parâmetros grau de compactação e desvio de umidade em relação à ótima. Na Tabela VI.1 estão resumidas as principais características de todas as amostras utilizadas nestas comparações.

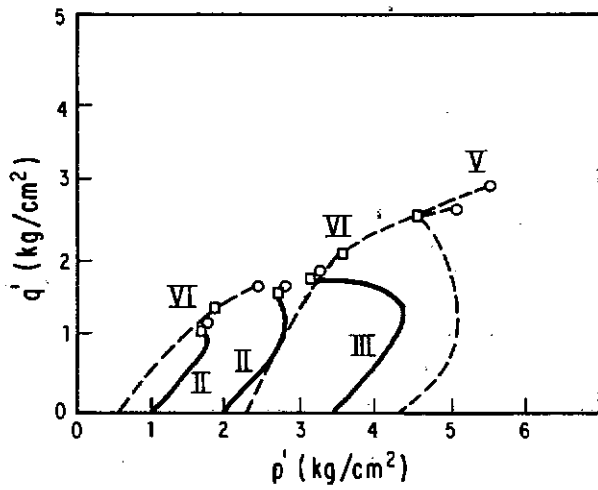
Na Figura VI.62, por exemplo, apresentam-se resultados de ensaios \overline{UU} e \overline{CU}_{sat} realizados sobre os solos coluvionares de basalto e arenito das barragens de Itaipu e Rosana, respectivamente. Em todos os três gráficos $p' \times q'$ apresentados, pode-se notar que os comportamentos tipo III, III-A e IV observados em amostras compactadas em laboratório não se repetiram nas amostras provenientes da compactação de campo. Estas, em todos os casos aqui apresentados, mostraram comportamentos tipo VI e V.

Este mesmo fato foi verificado nos solos transportados de Tucuruí (áreas 4 e 5), conforme mostra a Figura VI.64. No caso da área 4, o comportamento observado nas amostras de campo foi o tipo VI-A, o que acarreta diferenças entre as resistências fi

ITAIPU - ENSAIOS $\bar{U}\bar{U}$

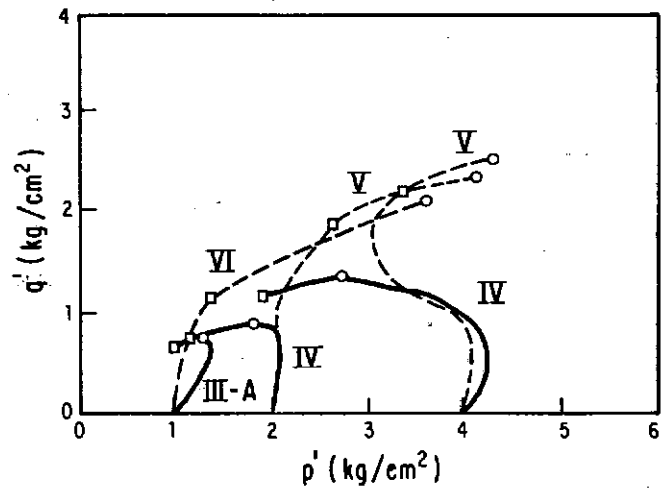
COMP. LABOR. (—) (95%, +2%)

COMP. CAMPO (----) (99%, +1.3%)

ENSAIOS $\bar{C}\bar{U}_{SAT}$

COMP. LABOR. (95%, +2%) —

COMP. CAMPO (98%, +3%) ----

RÓSANA - ENSAIOS $\bar{C}\bar{U}_{SAT}$ (POÇO 104)

COMP. LABOR. (95%, +2%) —

COMP. CAMPO (96%, +1.4%) ----

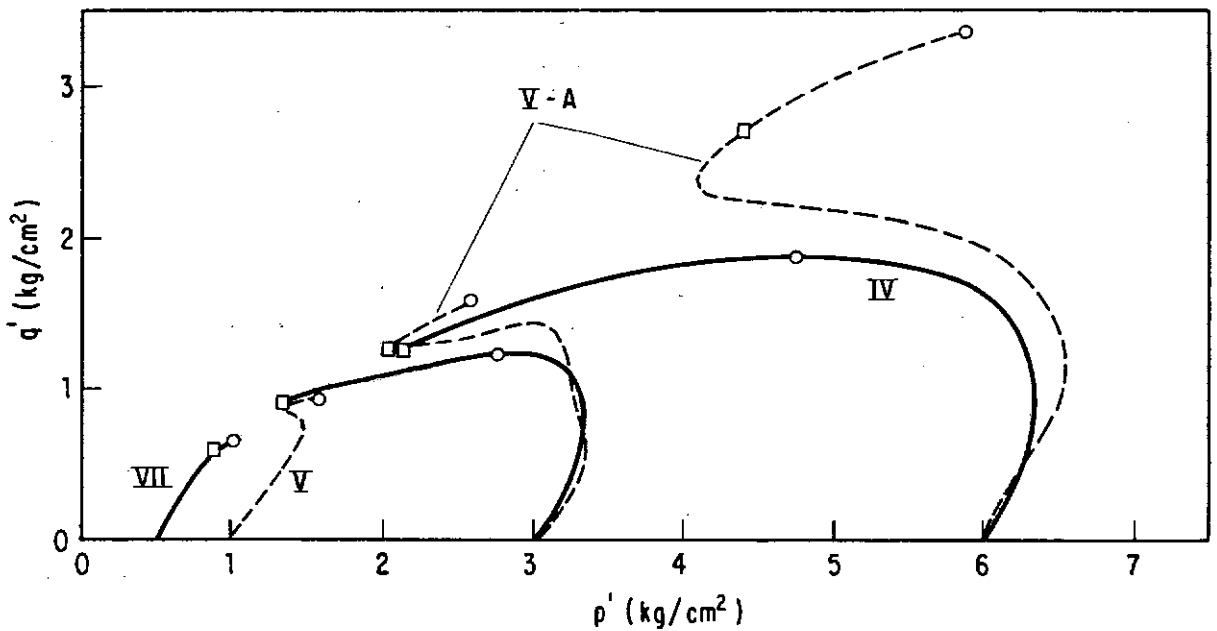


FIG. VI.62 - Comparação entre Compactação de Campo e Laboratório - Colúvios Lateríticos.

nais das amostras de campo e laboratório, ainda mais acentuadas do que nos demais solos.

Contrariamente à essa tendência verificada para a grande maioria dos casos, ensaios \overline{CU}_{sat} sobre o solo saprolítico de Nova Avanhandava (Figura VI.63) apresentaram trajetórias de tensões bastante semelhantes tanto quando realizados sobre amostras compactadas em laboratório como nas amostras com compactação de campo. Neste caso, os comportamentos observados para confinantes de 2 e 8 kg/cm² foram os tipos III, III-A e V-A.

Ainda na Figura VI.63 são apresentadas trajetórias de tensões efetivas de ensaios \overline{UU} para o solo saprolítico de Euclides da Cunha. Neste caso, os comportamentos observados, tanto num como noutro tipo de compactação, foram os tipos I e II. Observa-se também que as amostras com compactação de laboratório apresentaram maiores resistências finais que aquelas com compactação de campo. Este fato, muito possivelmente, se deve ao baixo grau de compactação (93%) das amostras de campo comparado ao da amostra compactada em laboratório (GC = 97%).

Um dos objetivos ao se proceder a essa comparação entre trajetórias de tensões efetivas foi o de se tentar verificar a ocorrência de comportamentos tipo III-A e IV no caso da compactação de campo. Sobretudo no caso do comportamento tipo IV, a confirmação de sua ocorrência em campo seria um dado preocupante, em virtude de sua característica de rápida mobilização seguida de brusca queda de resistência ($\sigma_{d\ max}$ em geral para $\epsilon_a = 0,5\%$ e $\Delta\sigma$ de até 50% $\sigma_{d\ max}$ - ver item VI.2.1). Apesar de não

se dispor de um elevado número de ensaios sobre amostras indeformadas de maciços, pelo menos para o universo aqui estudado, o comportamento tipo IV não foi encontrado em amostras compactadas no campo.

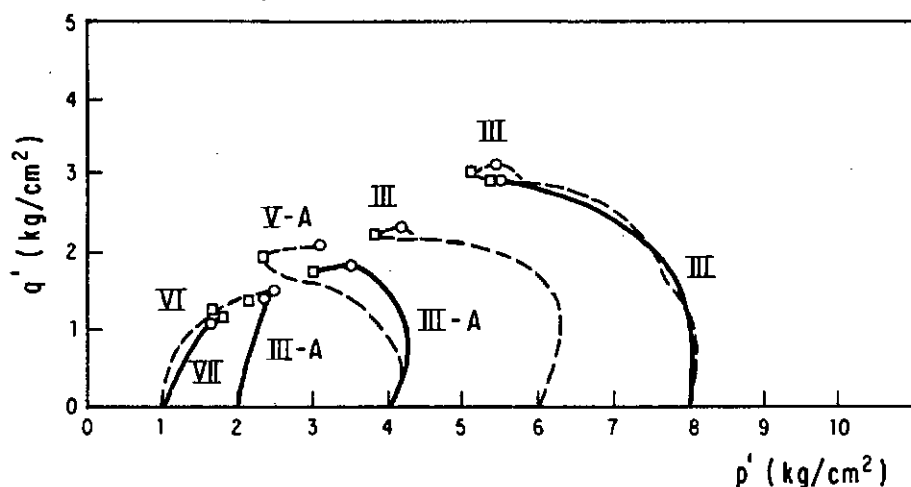
Poder-se-ia questionar, por exemplo, se em Itaipu as diferenças de comportamento não se deveriam ao baixo grau de compactação das amostras de laboratório em comparação aos 99% obtidos na amostra de campo. Os resultados de ensaios apresentados na Figura VI.38 indicam, contudo, que mesmo amostras moldadas em laboratório com densidades mais altas apresentam comportamentos semelhantes aos das amostras com $GC \approx 95\%$.

Nos exemplos de Rosana (Figura VI.62) e Tucuruí - área 5 (Figura VI.64), pode-se notar que amostras moldadas com umidades superiores ou inferiores à ótima, apresentaram comportamentos com tendência ao tipo IV; enquanto que amostras indeformadas do maciço, compactadas tanto abaixo (Tucuruí) quanto acima (Rosana) da ótima, apresentaram comportamentos tipo V, V-A e VI.

Outro dado interessante é que o desenvolvimento de tais comportamentos (III a IV) não ocorre apenas para um determinado método de compactação de laboratório, tendo sido observados tanto em amostras moldadas estaticamente (exemplos de Itaipu e Rosana) como também naquelas submetidas a pisoteamento (ensaios de Tucuruí).

NOVA AVANHANDAVA - ENSAIOS \overline{CU}_{SAT}

COMP. LABOR.: (97%, +1%) ———

COMP. CAMPO: $\left\{ \begin{array}{l} GC = 100, 96, 104 \text{ e } 97\% \\ \Delta h = 1.5, +2, +1.3 \text{ e } +3.6 \end{array} \right\}$ para $\sigma_3 = 1, 4, 6 \text{ e } 8$ resp.EUCLIDES DA CUNHA (área exaurida) - ENSAIOS \overline{UU}

COMP. LABOR.: (97%, +2%) ———

COMP. CAMPO: (93%, +1.7%) - - - - -

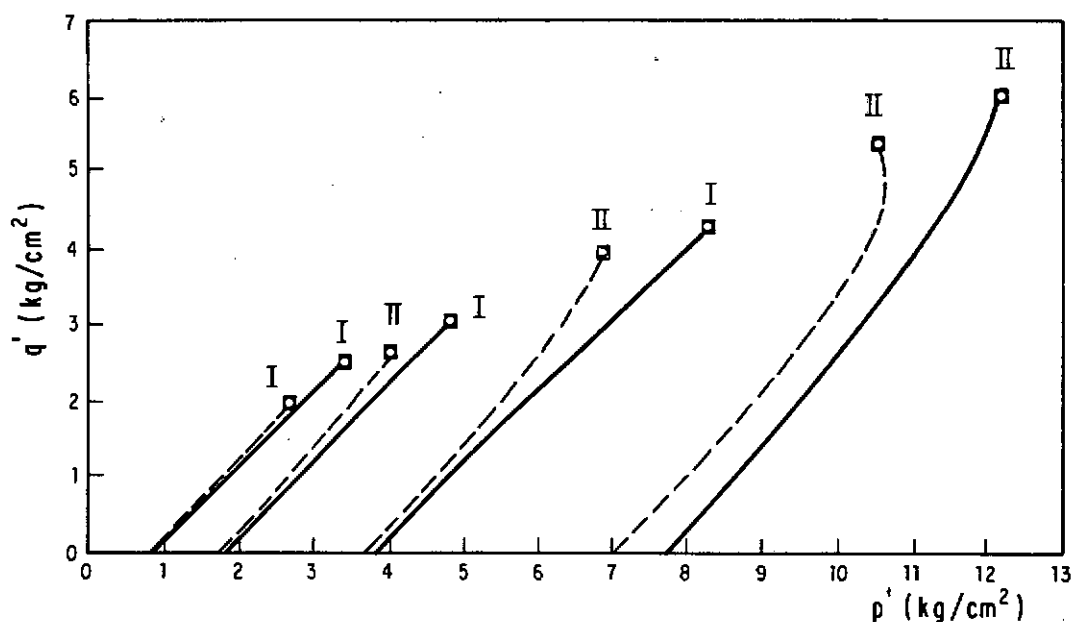


FIG. VI.63 - Comparação entre Compactação de Campo e Laboratório - Solos Saprolíticos.

Desta forma, as variações de comportamento entre campo e laboratório parecem estar mais intimamente ligadas às diferentes formas de energias imprimidas nos dois processos de compactação (campo e laboratório), bem como aos diferentes graus de destruição da estrutura original do solo provocados pelas técnicas laboratoriais e de campo.

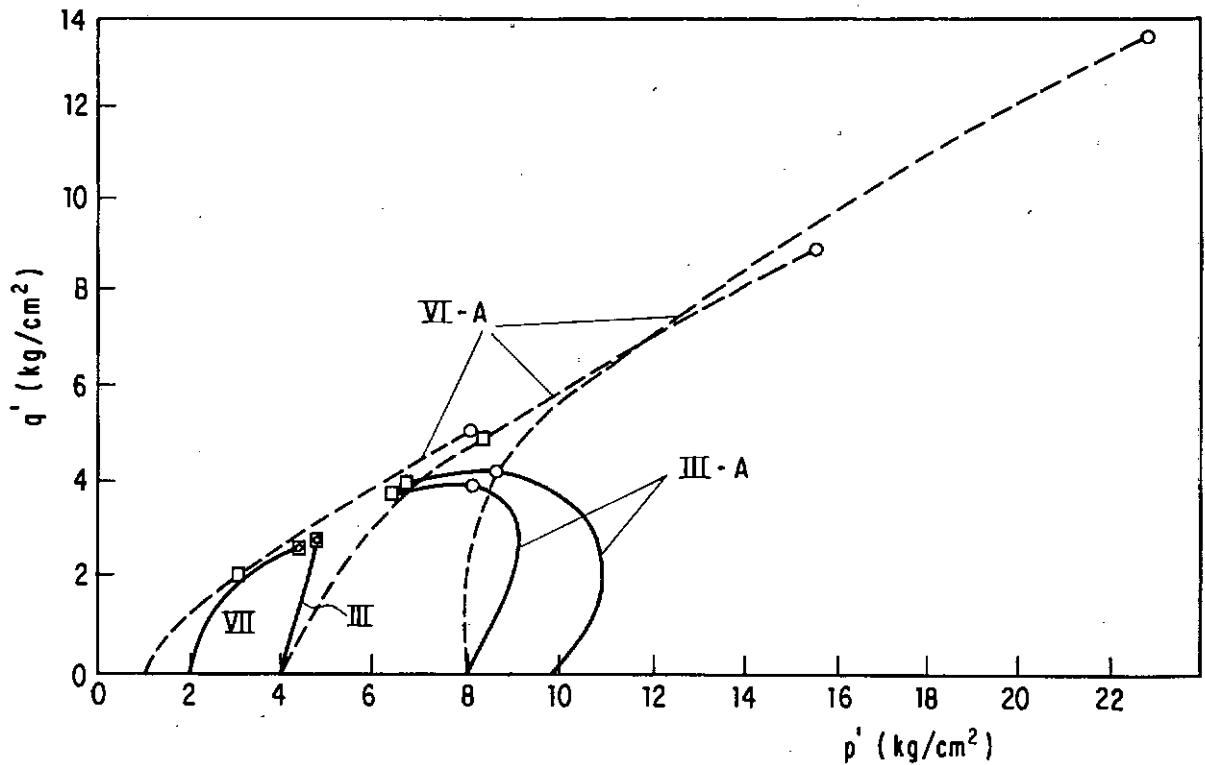
O fato de o solo de Nova Avanhandava apresentar comportamentos tão semelhantes nas amostras oriundas das compactações de campo e laboratório ratifica a necessidade de maiores estudos sobre o assunto. Justamente em solos saprolíticos, esperava-se que, face à liberação da água retida nos torrões intactos nas fases de preparação e compactação das amostras em laboratório (ver item II.2.3.3), as poro-pressões desenvolvidas em laboratório fossem muito mais elevadas e que, conseqüentemente, desenvolvessem-se no campo comportamentos bem mais resistentes que os observados naquelas amostras.

Um outro fator que pode ter influência nas diferenças de comportamento observadas, seria o fato de normalmente ocorrer um maior lapso de tempo entre a compactação em campo e a realização do ensaio triaxial com este material, do que o verificado no caso de compactação em laboratório. As amostras de campo, portanto, obtêriam um ganho de resistência por envelhecimento. Infelizmente, a autora deste trabalho não dispõe de maiores informações a este respeito. Para as amostras aqui analisadas, ficando apenas registrada a possibilidade deste fato intervir na avaliação das resistências desenvolvidas.

TUCURUÍ (área 4) : ENSAIOS $\bar{C}\bar{U}_{SAT}$

COMPAC. DE LABORATÓRIO : (98 %, 0) ———

COMPAC. DE CAMPO : (104 %, 0) - - - - -



TUCURUÍ (área 5) : ENSAIOS $\bar{C}\bar{U}_{SAT}$

COMPAC. DE LABORAT.: (98 %, -1.3 a +1.3%) ———

COMPAC. DE CAMPO : (104 %, -1.8%) - - - - -

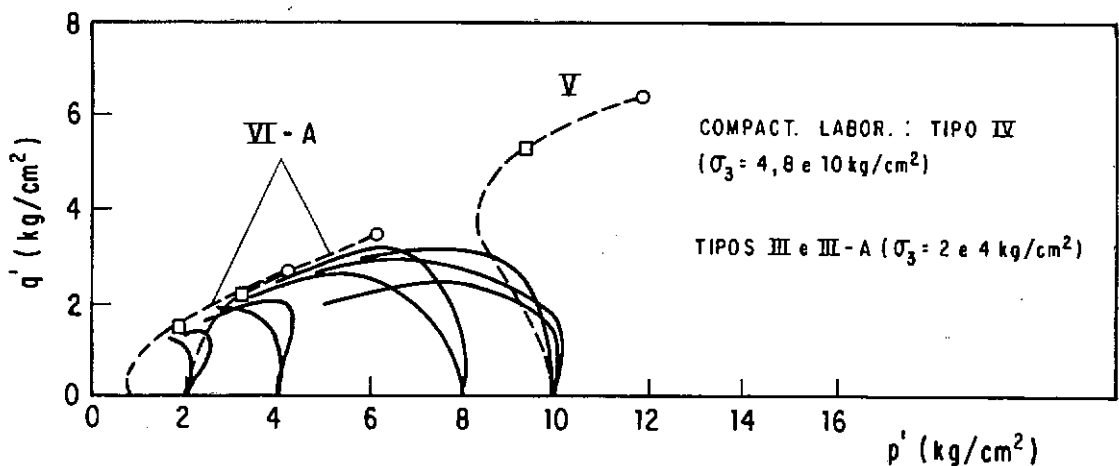


FIG. VI.64 - Comparação entre Compactação de Campo e Laboratório - Solos Transportados.

TABELA VI.1 - RESUMO DAS CARACTERÍSTICAS DAS AMOSTRAS UTILIZADAS NA COMPARAÇÃO ENTRE COMPACTAÇÃO DE CAMPO E LABORATÓRIO

BARRAGEM	TIPO DE SOLO	AMOSTRA	LL (%)	IP (%)	% arg	% silte	% areia	h_{ot} (%)	$\gamma_{sm\bar{x}}$ (g/cm ³)	[GC(%); Δh (%)]	ENSAIO
ITAIPU	COLÚVIO LATERÍTICO DE BASALTO	DEFORM.	66	27	75	15	10	31.4	1,40	(95;+2)	UU e -
		INDEFORM. (NP-3550)	58	32	82	13	5	29	1,47	(99 a 101;+1,1 a +1,5)	\overline{CU}_{sat} UU
		(NP-4550)	54	27	81	15	4	27	1,53	(97 a 100;+1,5 a +4,9)	\overline{CU}_{sat}
ROSANA	COLÚVIO LATERÍTICO DE ARENITO	DEFORM. (poço 104)	26	12	30	6	64	11	1,96	(95;+2)	\overline{CU}_{sat}
		INDEFORM.	30	18	30	7	63	11	1,94	(95 a 98;+1,4)	\overline{CU}_{sat}
NOVA AVA-NHANDAVA	SOLO SAPROLÍTICO DE BASALTO	DEFORM. (poço PE-J1-R)	86	31	60	18	12	39	1,26	(97;+1)	\overline{CU}_{sat}
		INDEFORM. (am.nº 5)	71 a 76	34 a 38	38 a 48	47 a 38	15 a 10	29 a 33	1,40 a 1,48	(96 a 104;+1,5 a +3,6)	\overline{CU}_{sat}
EUCLIDES DA CUNHA	SOLO SAPROLÍTICO DE GNAISSE	DEFORM. (área exaurida)	48	19	15	49	35	17	1,73	(97;+2)	UU
		INDEFORM.	55	25	12	43	45	16	1,71	(93;+1,7)	UU

TABELA VI.1 - Continuação

BARRAGEM	TIPO DE SOLO	AMOSTRA	LL (%)	IP (%)	% arg	% silte	% areia	$h_{\sigma t}$ (%)	$\gamma_{sm\bar{x}}$ (g/cm ²)	[GC(%); Δh (%)]	ENSAIO
TUCURUÍ (área 4)	SOLO TRANSPORTADO - COLÚVIO DE SEDIMENTOS	DEFORM. (ST4-2)	26	8	20	13	67	10	2,02	(98;0)	\overline{CU}_{sat}
		INDEFORM. (TSD-03)	26	13	18	10	72	10	2,09	(104;0)	\overline{CU}_{sat}
TUCURUÍ (área 5)	SOLO TRANSPORTADO - COLÚVIO DE SEDIMENTOS	DEFORM. (TPV-6)	40	19	30	8	62	13	1,84	(98;-1,3 e +1,3)	\overline{CU}_{sat}
		INDEFORM. (TSD-127)	56	30	46	12	42	20	1,67	(104;-1,8)	\overline{CU}_{sat}

OBSERVAÇÕES:

- 1) As Referências Bibliográficas são as mesmas indicadas no Anexo 2.
- 2) "Amostra deformada" é a coletada na jazida e compactada em laboratório; "amostra indeformada" é aquela retirada de bloco extraído do aterro compactado.
- 3) Todos os parâmetros de compactação se referem ao do Proctor Normal. $\Delta h > 0$ indica umidade de compactação acima da ótima.

VI.2.4 Sequências de Comportamentos Típicos

Nos itens anteriores foram abordados aspectos peculiares de cada comportamento típico isoladamente, passando-se agora à análise geral da sequência de comportamentos desenvolvidos nos diferentes ensaios analisados.

As sequências de comportamentos aqui definidas são aquelas obtidas a partir dos 3 ou 4 ensaios usualmente executados sobre corpos de prova moldados nas mesmas condições de densidade e umidade mas submetidos a diferentes tensões confinantes.

É interessante lembrar que a faixa de tensão confinante normalmente especificada com fins de projetos varia de 0,5 a 8 kg/cm^2 não se conhecendo empiricamente que comportamentos se sucederiam para confinantes superiores a este limite.

Nos ensaios $\overline{\text{UU}}$ e $\overline{\text{CU}}$, por exemplo, definem-se quatro sequências muito comuns para os solos estudados (ver fig. VI.65).

A primeira delas (fig. VI.65.a) caracteriza-se por baixos desenvolvimentos de poro-pressão mesmo para confinantes em torno de $6 \text{ a } 8 \text{ kg/cm}^2$. Em alguns casos o comportamento tipo I pode ser observado em corpos de prova submetidos a confinantes desde $1 \text{ até } 8 \text{ kg/cm}^2$, enquanto que em outros o comportamento tipo II já é encontrado para σ_3 a partir de 3 kg/cm^2 .

Essa primeira sequência é a mais frequente na grande maioria dos ensaios $\overline{\text{UU}}$ e $\overline{\text{CU}}$, sendo verificada em solos de to-

dos os grupos. Alguns exemplos podem ser visualizados nas figuras VI.13 a 19, VI. 24, 26, 27, 28, 31, 32, 36 e 37.

Na segunda sequência (figura VI.65b) o desenvolvimento de poro-pressão já é mais acentuado, verificando-se comportamentos tipo I apenas para confinantes de até 2 kg/cm^2 . Para maiores confinantes ($\sigma_3 = 2$ a 4 kg/cm^2) são observados comportamentos tipo II, enquanto que para σ_3 da ordem de 6 a 8 kg/cm^2 os comportamentos podem ser dos tipos II-A, III ou III-A. Ver exemplos nas figuras VI.16, 20, 25 e 29.

Esta frequência é também verificada em vários tipos de solos, contudo em menor frequência do que a anterior.

Nas outras duas sequências indicadas na fig. VI.65, í- tens c e d , são verificadas tendências diferentes das anteriores. Nestes casos, com o aumento da confinante ao invés de o solo apresentar continuamente comportamentos do tipo compressivo (desenvolvimento de poro-pressão ao longo do ensaio sempre crescente), passa-se a observar comportamentos com leves ou acentuadas tendências dilatantes no final do ensaio.

No caso VI.65c são verificados, para confinantes superiores a 4 kg/cm^2 , comportamentos tipo V ou V-B. Para confinantes mais baixas observam-se comportamentos tipo I e II. Esta sequência ocorre nos solos pouco laterizados de basalto e micaxisto (Tucuruí e Santa Isabel, respectivamente), no colúvio laterítico de basalto de Três Irmãos e solo saprolítico de metassedimento de Tucuruí (ver exemplos nas figs. 22 e 29).

Na figura VI.65d é apresentada a sequência observada para um grande número de ensaios \overline{UU} e \overline{CU} no colúvio laterítico de basalto de Itaipu. Neste caso, antecedendo o comportamento tipo V, são verificados comportamentos tipo VI (ver exemplo na fig. VI.11 e informações contidas no Anexo 3, Tabelas 17 e 20).

No colúvio laterítico argiloso de basalto de Três Irmãos foi excepcionalmente verificada a sequência apresentada na figura VI.40, onde observam-se, para confinantes desde 1 até 8 kg/cm^2 , comportamentos tipo V-A. Este caso foi verificado somente em amostras moldadas com umidades acima da ótima.

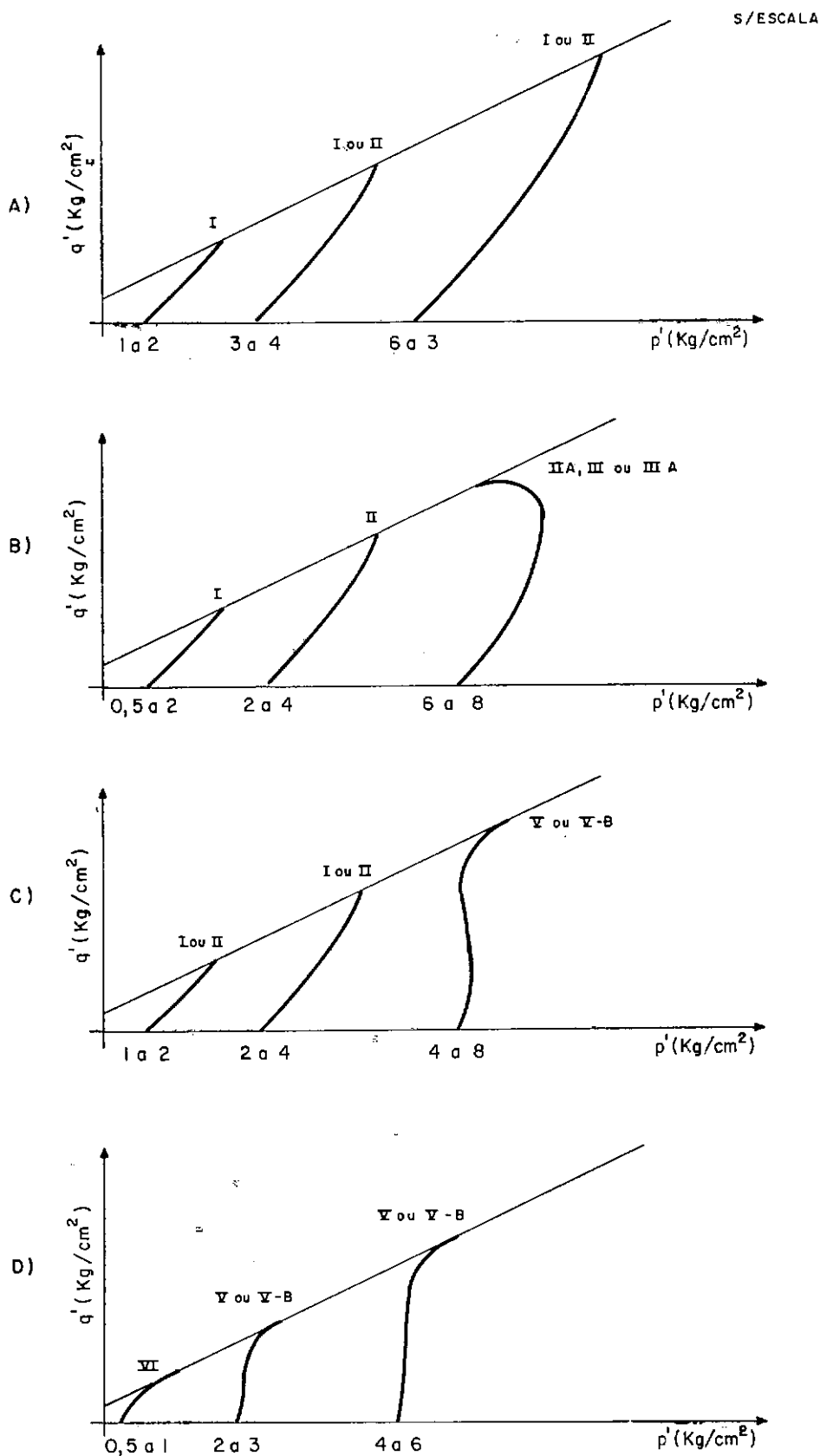


FIG. VI. 65 - SEQUÊNCIAS TÍPICAS DE COMPORTAMENTOS DE ENSAIOS \overline{UU} E \overline{CU}

As sequências mais frequentes encontradas nos ensaios \overline{CU}_{SAT} são apresentadas na fig. VI.66.

No item VI.66a verificam-se comportamentos tipo VI ou VI.A para σ_3 até 2 kg/cm^2 , seguidos de comportamentos V, V-A ou V-B.

Esta sequência de comportamento é encontrada em todos os cinco grupos de solos, conforme pode ser verificado pelas informações resumidas no Anexo 3. Alguns exemplos são apresentados nas figuras VI.39, 42, 45, 49, 54, 55, 56, 57, 58 e 59.

No 2º caso, item b da figura VI.66, verifica-se uma sequência formada por comportamentos com tendência fortemente dilatante, tipo VI-A, para confinantes desde $0,5 \text{ kg/cm}^2$ até 10 kg/cm^2 . Esta sequência é muito característica dos colúvios latêníticos arenosos de Porto Primavera - margem esquerda, tendo sido também observada nos solos de Tucuruí (sapolíticos de basalto e colúvios de sedimentos); neste último caso apenas em amostras provenientes de blocos indeformados do maciço (ver exemplos nas figuras VI.46a, 64, 85 e 109-A).

Nos terceiro e quarto casos ilustrados na figura VI.66 não se observam, para σ_3 de até 2 kg/cm^2 , diferenças de comportamento em relação aos itens anteriores. Para maiores confinantes, contudo, são encontrados os comportamentos tipos III a IV, com tendências nitidamente compressíveis, caracterizados por elevados desenvolvimentos de poro-pressões.

O caso c é muito comum em diversos tipos de solos. Em geral solos que apresentam esta sequência em ensaios sobre amos-

tras moldadas em laboratório, passam a apresentar sequências típicas dos casos a ou b quando ensaiados com corpos de prova extraídos de blocos indeformados dos maciços (ver item VI.2.3). Exemplos da sequência VI.66c são encontrados nas figuras VI.38, 41, 47, 50, 51, 53 e 60.

A sequência tipo d é muito semelhante à anterior, observando-se, contudo, neste caso, comportamento tipo IV a partir de confinantes da ordem de 2 a 4 kg/cm². É muito comum em amostras compactadas em laboratório dos colúvios lateríticos de arenito de Rosana e Porto Primavera - M.D., e em menor escala dos solos de Itaipu (colúvio laterítico de basalto) e Tucuruí - área 5 (colúvio de sedimentos) - ver exemplos nas figs. VI.38, 43, 44 e 61.

Também neste caso, os solos quando compactados no campo, passam a apresentar sequências dos tipos VI.66 a e b.

É interessante notar que em solos com altas porcentagens de areia, por exemplo Porto Primavera com 78% e Rosana (poço 110) com 68%, variações não muito acentuadas na porcentagem de argila (8 e 24%, respectivamente) acarretaram em grandes variações de comportamento. Enquanto em Porto Primavera - M.E. os ensaios \overline{CU}_{SAT} apresentaram a sequência VI.66b, Rosana desenvolveu comportamentos tipo IV (sequência VI.66 d).

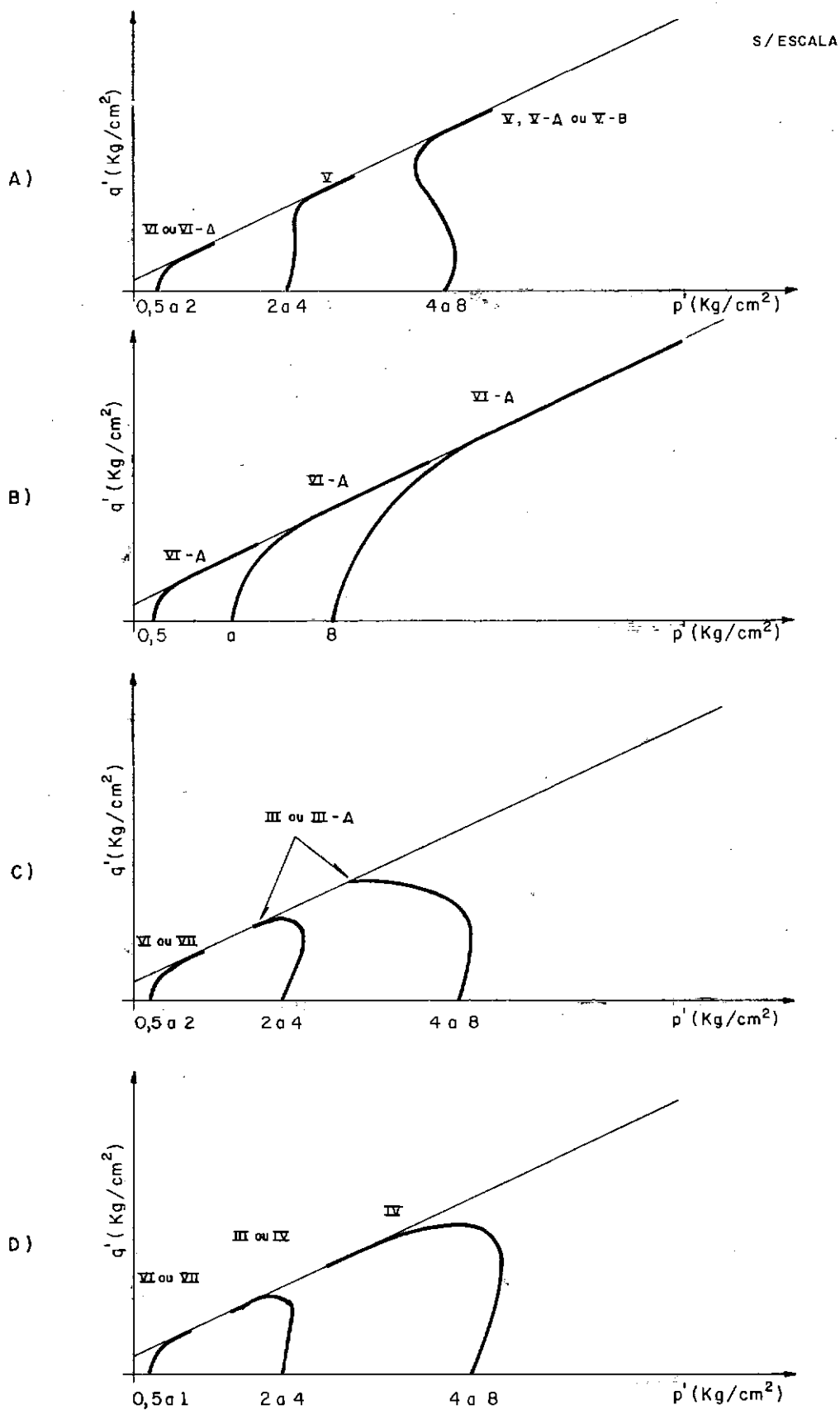


FIG. VI.66 — SEQUÊNCIAS TÍPICAS DE COMPORTAMENTOS DE ENSAIOS CU SAT

VI.3 ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA EM TERMOS DE PRESSÕES EFETIVAS

Neste item são estudadas diversas características das envoltórias modificadas de resistência (gráficos $p' \times q'$) obtidas para os diferentes solos analisados.

A envoltória de cada solo, definida em termos de tensões efetivas, é obtida com base em todos os ensaios \overline{UU} , \overline{CU} , \overline{CU}_{sat} , CD e CD_{sat} disponíveis, a partir dos pontos de ruptura segundo o critério de $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{m\acute{a}x}$:

Conforme informações contidas no Anexo 2, a grande maioria dos solos foi ensaiada com confinantes no máximo iguais a 8 kg/cm^2 , sendo, portanto, as envoltórias aqui definidas, representativas destes níveis de tensões.

Nos sub-itens VI.3.1 e VI.3.2 são apresentadas as diferentes formas de envoltória observadas e respectivos parâmetros de resistência. São também estudadas algumas correlações entre estes parâmetros e os valores de porcentagem de argila e índice de plasticidade.

VI.3.1 Configuração Geométrica das Envoltórias de Resistência

Da análise dos gráficos $p' \times q'$, apresentados nas Figuras VI.74 a VI.111, no final deste item, foram definidas as três formas de envoltórias de resistência a seguir descritas.

CASO A

A envoltória assume o aspecto mostrado na figura abaixo:

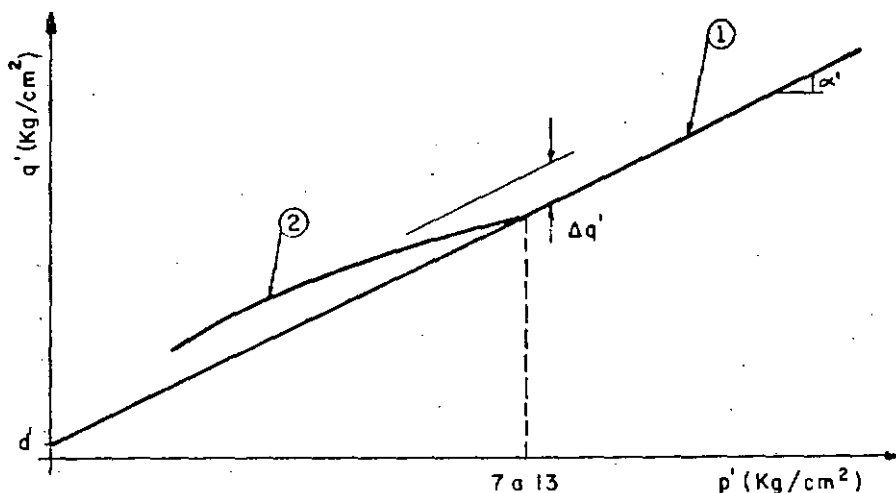


FIG. VI.67

a) trecho 2 superior - definido a partir dos pontos de ruptura dos ensaios \overline{UU} e/ou \overline{CU} realizados sobre amostras compactadas com umidades inferiores à ótima e submetidas a confinantes menores que 4 kg/cm^2 ou 6 kg/cm^2 , dependendo do tipo de solo. Para confinantes acima destes valores, os pontos de ruptura destes mesmos ensaios alinham-se à envoltória 1 inferior. Este encontro do trecho superior com a envoltória 1 ocorre para p' variando de 7 a 13 kg/cm^2 , dependendo do solo.

De maneira geral, os ensaios que compõem a envoltória superior apresentam comportamentos tipo I e II.

b) envoltória retilínea inferior - é definida pelos seguintes pontos de ruptura:

- ensaios \overline{UU} e/ou \overline{CU} sobre corpos de prova com umidades de moldagem acima da ótima, qualquer que seja a tensão confinante;

- ensaios \overline{CU}_{sat} , CD e CD_{sat} , independentemente dos parâmetros de compactação e σ_3 aplicado;

- ensaios \overline{UU} e/ou \overline{CU} sobre corpos de prova com umidades inferiores à ótima, submetidas a confinantes maiores ou iguais a 4 ou 6 kg/cm².

Ensaio \overline{UU} e \overline{CU} em amostras com umidades próximas à ótima ($\Delta h \approx 0$) alinham-se em geral à envoltória inferior, embora sejam observados alguns casos em que estes pontos de ruptura situam-se na região delimitada pelas duas envoltórias, ou mesmo alinhados à envoltória superior.

Não foi feita referência ao grau de compactação das amostras, uma vez que este parâmetro não se mostrou relevante na definição dos diferentes trechos de envoltória acima descritos.

Em solos que apresentam esta forma de envoltória são definidos os seguintes parâmetros de resistência:

d' = interceção da envoltória inferior com o eixo de q' ,

α' = inclinação da envoltória inferior e

$\Delta q'$ = valor médio da distância na vertical entre o trecho superior 2 e a envoltória geral inferior.

É importante ressaltar que a linearidade da envoltória inferior é válida especificamente para a gama de tensões confinantes aqui estudadas, que normalmente não ultrapassam o limite de 8 kg/cm².

Este tipo de configuração foi definido para grande parte dos solos estudados, conforme mostram as Figuras VI.77, VI.78, VI.80, VI.81, VI.88, VI.89, VI.94, VI.95, VI.96, VI.108 e VI.109, representativas dos seguintes solos:

- colúvios lateríticos argilosos de gnaiss - Euclides da Cunha e Paraib./Paraitinga;
- colúvios lateríticos arenosos de arenito - Rosana (poços 104 e 110);
- colúvios pouco laterizados de argilito - Itaparica (área B) e basalto - Tucuruí (amostras compactadas em laboratório);
- solos saprolíticos de filito - Manso e gnaiss - Euclides da Cunha (área 1 amostras 2 e 3);
- solos transportados: aluvião de Manso e colúvio de sedimentos da área 4 (amostras compactadas em laboratório).

Nos solos de Euclides da Cunha, o trecho 2 superior é definido apenas pelos pontos de ruptura de ensaios \overline{UU} em amostras com umidades iguais à ótima. Devido à existência de ensaios em amostras com $\Delta h < 0$ não foi possível precisar se os pontos de ruptura para estas duas condições de moldagem tenderiam a se alinhar, ou se amostras com $\Delta h < 0$ gerariam pontos ainda mais distanciados da envoltória inferior.

Enquanto os ensaios que definem o trecho 2 superior apresentam basicamente, comportamentos tipo I e II, a envoltória geral inferior é formada por diferentes tipos de ensaios, onde podem ser observados diversos comportamentos, incluindo até mesmo o próprio tipo II.

Particularidades observadas no CASO A

Em certos solos são observadas algumas variações na forma das envoltórias, sendo contudo mantidos pontos em comum com as características gerais anteriormente descritas.

19) Algumas envoltórias, como mostram as Figuras VI.74, VI.75, VI.87, VI.92 e VI.111 apresentam uma inflexão na envoltória inferior para p' da ordem de 2 e 3 kg/cm², definindo-se um trecho inicial com maior declividade que o subsequente.

Esta modificação na inclinação da envoltória inferior se deve ao fato de que, nestes casos, a envoltória definida pela totalidade de ensaios \overline{CU}_{sat} apresenta-se com declividade mais a-

centuada que aquela determinada pelos demais ensaios que compõem a envoltória inferior.

Conforme evidenciado nos desenhos acima citados, este fato é bastante característico dos solos originários de basalto (tanto colúvios lateríticos como solo saprolítico), podendo também ser encontrado no colúvio pouco laterizado de argilito (Itaparica - área A-1) e solo transportado de Tucuruí (área 5).

Em todos estes solos, excetuando Nova Avanhandava, as demais características gerais descritas para o caso A mantêm-se válidas.

A diferença entre Nova Avanhandava e todos os outros solos citados, é que neste caso o trecho 2 superior foi definido por ensaios \overline{UU} sobre amostras moldadas com $GC = 97\%$ e Δh variando de $-2,5$ a $+1\%$.

De qualquer forma, para todos estes solos, a configuração de envoltória pode ser esquematizada conforme a Figura VI.68, definindo-se os seguintes parâmetros de resistência: d'_0 , α'_0 , d' , α' e $\Delta q'$.

Também no solo saprolítico de gnaiss de Chapêu D'Uvas (Figura VI.98) verifica-se esta maior declividade da envoltória definida pelos ensaios \overline{CU}_{sat} . Neste caso, porém, não é possível determinar o trecho 2 superior, uma vez que não se dispõem de ensaios \overline{UU} e/ou \overline{CU} sobre amostras moldadas com umidades abaixo da ótima.

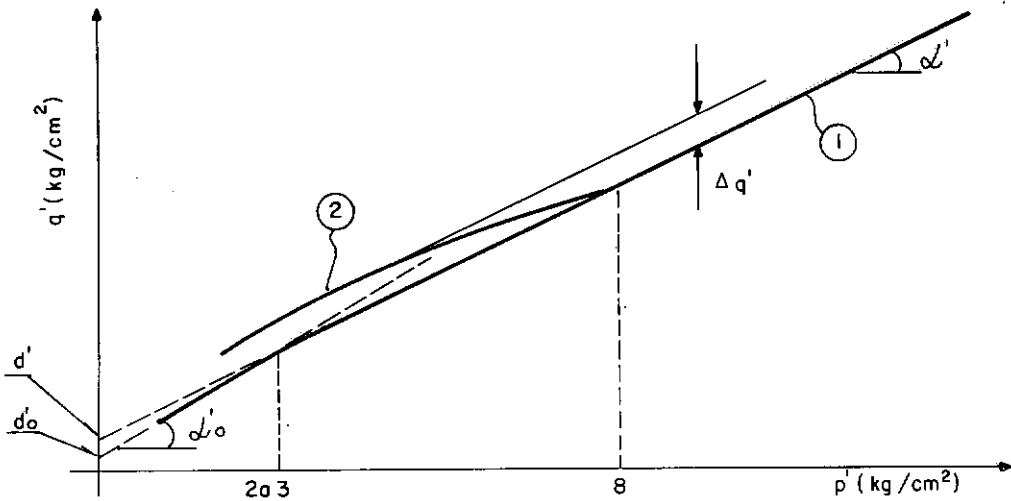


FIG. VI.68

29) Nos solos de migmatito é possível definir uma envoltória intermediária entre a envoltória superior definida pelos ensaios \overline{UU} e \overline{CU} em amostras com $\Delta h < 0$ e a inferior composta pela totalidade de ensaios \overline{CU}_{sat} e CD.

No caso dos eixos JR-1 e GD-2 (rio Juquiã) e eixo S. José (rio Pardo), a envoltória intermediária é formada por todos os ensaios \overline{UU} e \overline{CU} em amostras compactadas com umidades acima da ótima e submetidas a confinantes menores que 4 ou 6 kg/cm², dependendo do caso. A envoltória superior é, como nos demais solos, definida pelos mesmos ensaios em amostras com $\Delta h < 0$ (ver Figuras VI.100, VI.101 e VI.104).

Nos solos dos eixos B-2 (rio Juquiã) e Barreiro (rio Pardo), observa-se este mesmo tipo de configuração, notando-se, contudo, alguma influência do grau de compactação das amostras.

Em Barreiro, por exemplo, a envoltória superior é formada apenas pelos ensaios \overline{UU} e \overline{CU} em amostras com $GC = 98\%$ e $\Delta h < 0$, ao passo que as amostras com $GC = 95\%$ e mesmo Δh forneceram pontos de ruptura alinhados à envoltória intermediária. A influência do GC nas amostras moldadas com $\Delta h > 0$ mostrou-se menos importante. Ao contrário do verificado para o solo de Barreiro, no eixo B-2 a influência do GC nos ensaios \overline{UU} e \overline{CU} é mais sensível nas amostras moldadas com umidades superiores à ótima (ver Figuras VI.79 e VI.103).

Na Figura VI.69 abaixo, encontra-se esquematizada a configuração geral das envoltórias definidas para todos os solos de migmatito.

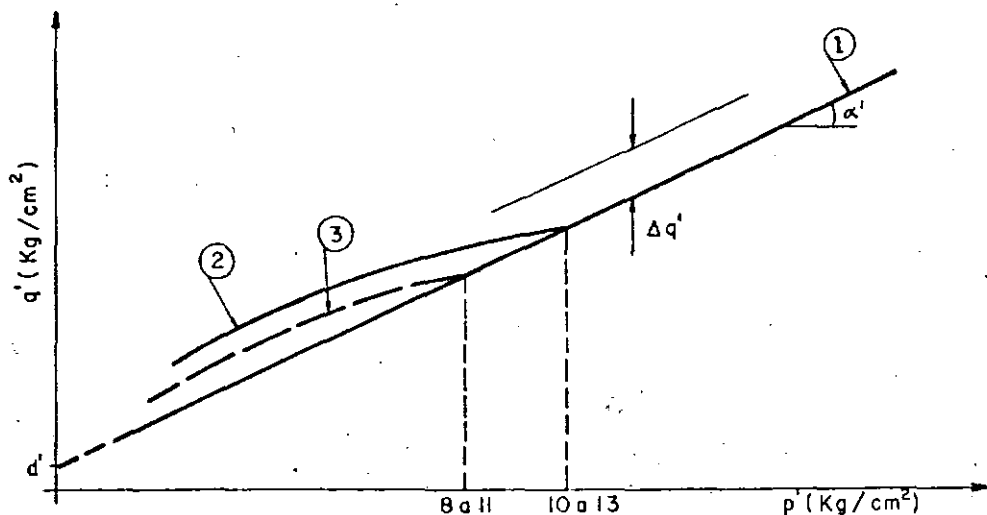


FIG. VI. 69

O solo de Rosana (poço 112), também apresenta esta mesma configuração, embora neste caso a envoltória 3 intermediária seja formada apenas por ensaios \overline{CU} , ao passo que os ensaios \overline{UU} definem o trecho 2 superior da envoltória (ver desenho VI.82).

39) O solo de basalto de Tucuruí (amostras indeformadas do maciço) apresentou uma configuração de envoltória exatamente igual à geral do CASO A. Neste caso, contudo, o trecho superior foi definido por ensaios \overline{UU} em amostras moldadas com $GC = 105\%$ e $\Delta h = -1\%$, enquanto que ensaios \overline{UU} em amostras com GC variando de 95 a 100% e Δh entre -0,5 e +1% alinharam-se todos à envoltória geral inferior (ver Figura VI.90 e esquema abaixo).

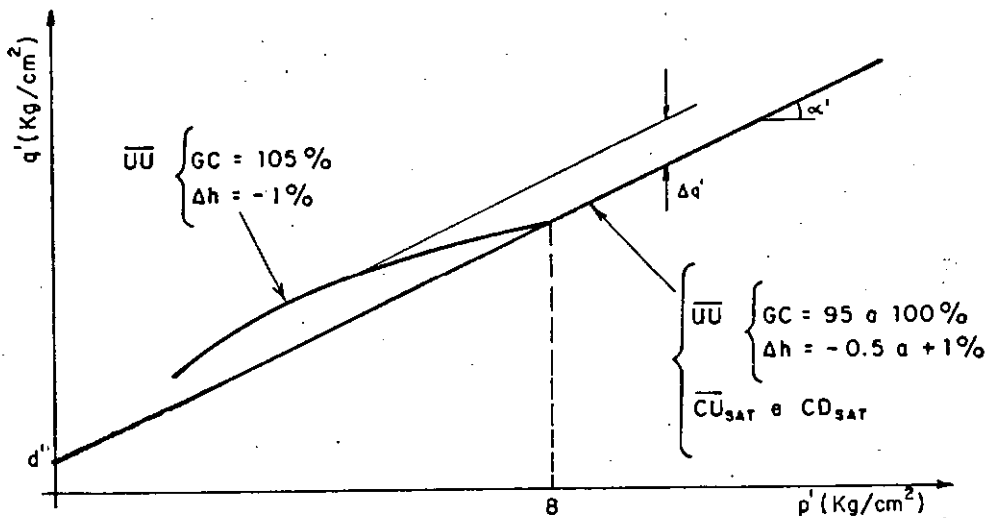


FIG. VI.70

CASO B

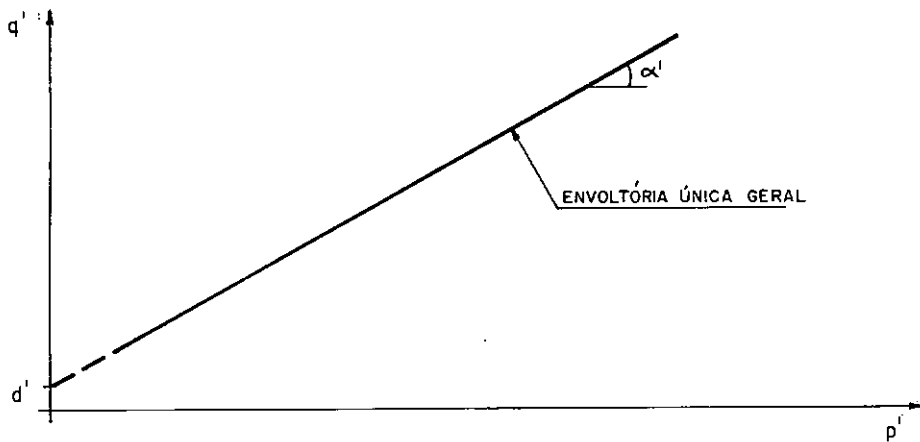


FIG. VI.71

Esse tipo de configuração caracteriza-se por uma envoltória única e retilínea definida por todos os pontos de ruptura dos ensaios \overline{UU} , \overline{CU} , \overline{CU}_{sat} , CD ou CD_{sat} , independentemente dos parâmetros Δh , GC ou σ_3 .

O exemplo mais completo deste caso é o do solo de metasedimento de Tucuruí (Figura VI.99) onde tanto ensaios \overline{UU} em amostras com $\Delta h < 0$ quanto os \overline{UU} com $\Delta h > 0$ e a totalidade dos \overline{CU}_{sat} e CD_{sat} geraram uma única envoltória.

Ensaio em amostras moldadas em laboratório para solos saprolíticos de Santa Isabel (Figuras VI.100 e VI.105) e transportados de Baguari e Tucuruí - áreas 4 e 5 (Figuras VI.107, VI.109 e VI.110) também apresentaram envoltórias retilíneas. Nestes casos, contudo, não se dispõem de ensaios \overline{UU} ou \overline{CU} em amostras com $\Delta h < 0$ que permitam a precisa inclusão destes solos no CASO B.

Nos solos deste grupo, os ensaios triaxiais foram realizados com confinantes de até 10 kg/cm^2 , não se conhecendo, portanto, a configuração que a envoltória assumiria para maiores σ_3 .

Na Figura VI.99 encontram-se indicadas algumas das trajetórias de tensões desenvolvidas pelos diferentes ensaios que compõem a envoltória única geral.

CASO C

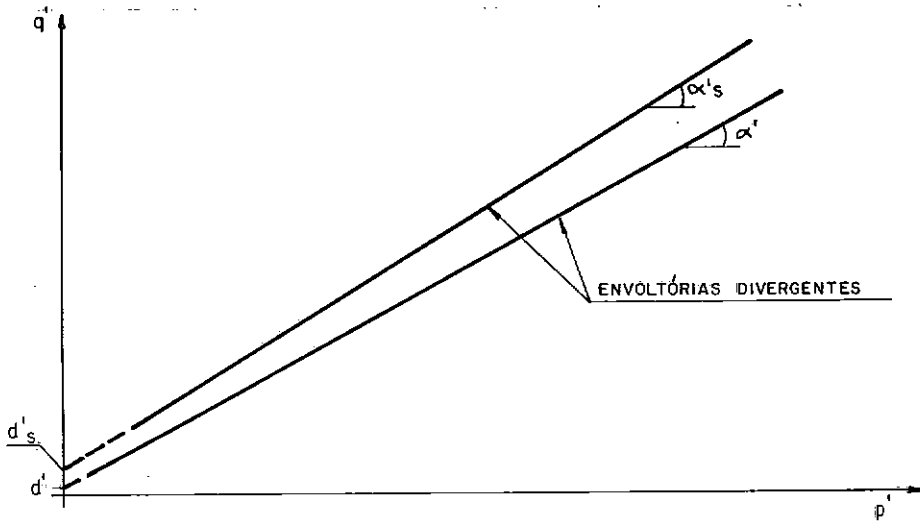


FIG. VI.72

Este tipo de configuração é encontrado apenas no solo de arenito de Porto Primavera - M.E. (Figura VI.84). Neste solo, a % de argila é de apenas 8% e a influência do GC nos ensaios CU e CD mostrou-se fundamental na definição das envoltórias de ruptura.

A envoltória superior retilínea é formada pelos ensaios \overline{CU} e CD realizados sobre amostras com $GC = 98\%$ e Δh entre -1 e $+0,5\%$ apresentando comportamento tipo I; enquanto que os demais ensaios \overline{CU} e CD em amostras com menores GC (95 e 92%) alinharam-se aos pontos de ruptura dos ensaios \overline{CU}_{sat} , gerando a envoltória inferior. Os comportamentos típicos neste caso variaram desde o tipo I até o tipo VI-A, característico dos ensaios \overline{CU}_{sat} .

As duas envoltórias, para os níveis de tensões confinantes aqui estudados ($0,5$ a 8 kg/cm^2), são divergentes.

É interessante notar que esta é a configuração encontrada em envoltórias de resistência de areias fofas e compactas, onde são verificadas resistências finais maiores e diretamente proporcionais às tensões confinantes aplicadas, no caso compacto.

Neste caso, definem-se dois pares de valores para os interceptos e declividades das duas retas:

$(d'_s, \alpha'_s) \rightarrow$ para a envoltória superior

e $(d', \alpha') \rightarrow$ para a envoltória inferior.

Ensaio em Porto-Primavera - M.D. também apresentam este tipo de configuração. Neste caso, contudo, a envoltória superior é determinada pelos ensaios \overline{CU} , sobre amostras moldadas com $GC = 92\%$ e $\Delta h = -2\%$, enquanto que todos os demais ensaios \overline{CU} com maiores GC alinham-se à envoltória inferior. Este fato não

parece ser muito justificável, preferindo-se associar este solo ao grupo B (envoltória única geral) a incluí-lo no CASO C.

Configuração observada para o solo de Emborcação

Para o solo saprolítico de xisto de Emborcação há a possibilidade de se estudar a configuração da envoltória de ruptura para maiores confinantes, já que os ensaios \overline{UU} e \overline{CU} foram realizados com σ_3 de até 15 kg/cm². Ensaios \overline{CU}_{sat} e CD_{sat} foram levados somente até os níveis mais comuns de $\sigma_3 = 8$ kg/cm². (ver Figura VI.106).

A configuração obtida se encontra esquematizada na Figura VI.73 abaixo, podendo-se identificar uma envoltória superior retilínea, obtida da totalidade de ensaios \overline{UU} e \overline{CU} com GC=100% (independentemente de Δh e σ_3) e também uma envoltória inferior apresentando inflexão na região $p' \approx 16$ kg/cm².

O primeiro trecho desta envoltória inferior apresenta maior declividade que o trecho subsequente, sendo formado pelos pontos de ruptura dos seguintes ensaios:

- ensaios \overline{CU}_{sat} , independentemente de Δh , GC e σ_3 ;
- ensaios CD_{sat} , realizados em amostras com GC = 100% e $\Delta h = 0$;
- ensaios \overline{UU} e \overline{CU} em amostras com GC = 95%, Δh entre -2 e +1%, submetidas a confinantes de até 8 kg/cm².

O 2º trecho da envoltória inferior é formado pela totalidade dos ensaios \overline{UU} e \overline{CU} em amostras com $GC = 95\%$, Δh entre -2 e $+1\%$ e $\sigma_3 = 15 \text{ kg/cm}^2$.

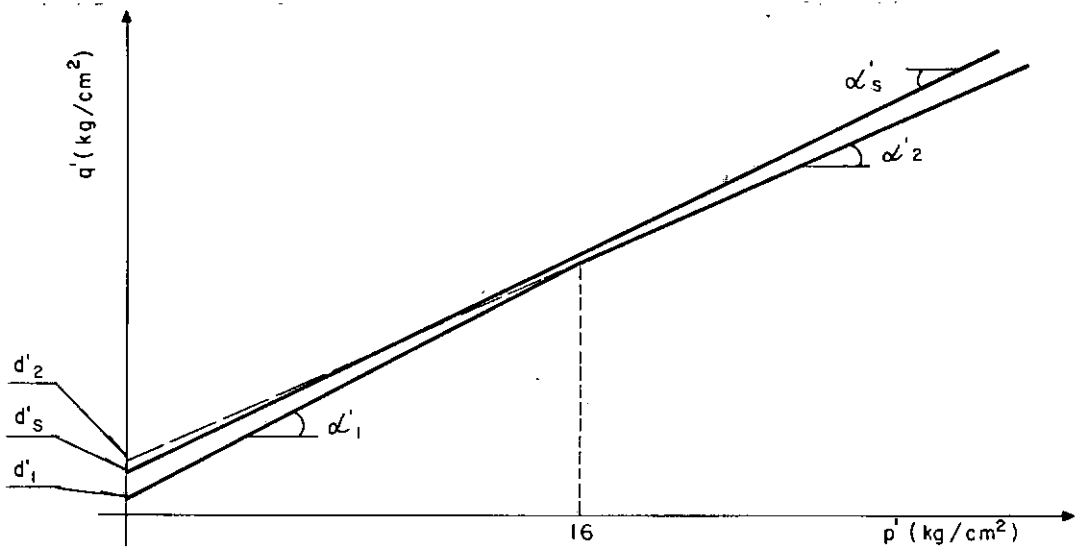


FIG. VI.73.

Definem-se, portanto, os parâmetros de resistência (d'_s, α'_s) para a envoltória superior e os dois pares (d'_1, α'_1) e (d'_2, α'_2) para o primeiro e segundo trecho da envoltória inferior, respectivamente.

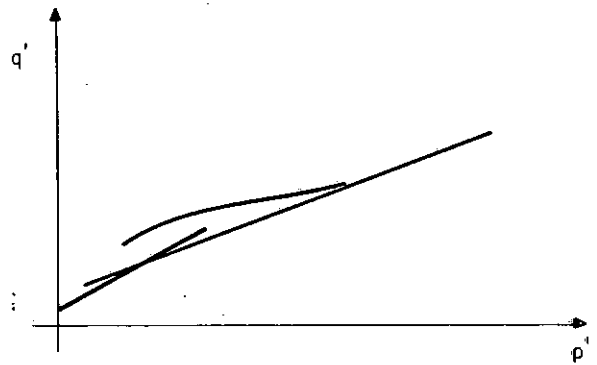
Neste caso a envoltória superior é formada por ensaios que apresentam comportamentos típicos I e II, enquanto que a inferior é formada no 1º trecho pelos tipos VI, VII, III, V ou V-B dos ensaios \overline{CU}_{sat} e I e II dos \overline{UU} e \overline{CU} e no 2º trecho pelos ensaios \overline{UU} e \overline{CU} com comportamentos tipo I, II e II-A.

RESUMO GERAL

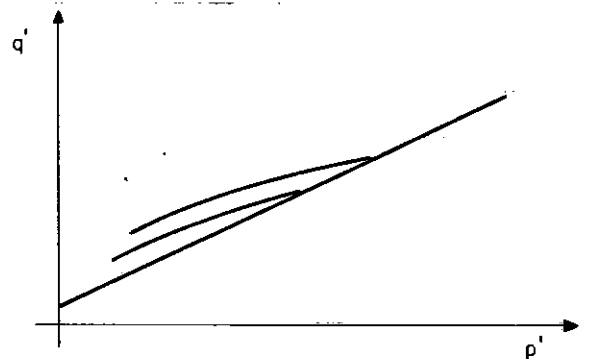
19) CASO A: verificado para a grande maioria dos solos estudados. Apresenta como característica marcante o fato de ensaios \overline{UU} e \overline{CU} em amostras moldadas com $\Delta h < 0$ apresentarem pontos de ruptura localizados acima da envoltória geral definida para todos os demais ensaios.

Variações observadas no caso A:

- envoltória inferior com inflexão
ex.: Três Irmãos, Itaipu, Itaparica (A-1), Nova Avanhandava e Chapéu D'Uvas.



- envoltória intermediária entre a superior e a inferior
ex.: todos os solos de migmatito (eixos B-2, GD-2, e JR-1 do rio Juquiã e eixos Brreiro e S. José do rio Pardo).



Observação: No colúvio pouco laterizado de basalto (Tucuruí) e no solo saprolítico de Nova Avanhandava o grau de compactação teve grande influência na determinação do trecho 2 superior.

CASO B: envoltória única para todos os ensaios

- caracterizado plenamente apenas no solo saprolítico de metassedimento de Tucuruí e muito provavelmente para Porto Primavera H.M.D. (arenito);

- nos solos saprolíticos de Sta. Isabel e transportados de Baguari e Tucuruí (áreas 4 e 5 - amostras deformadas e compactadas em laboratório), onde a envoltória também apresentou esta configuração, não se dispõem de ensaios \overline{UU} ou \overline{CU} em amostras com $\Delta h < 0$.

CASO C: duas envoltórias retilíneas divergentes

- característico apenas ao colúvio de arenito de Porto Primavera - M.E.;

- existência da envoltória superior é função do grau de compactação das amostras utilizadas nos ensaios \overline{CU} e \overline{CD} .

CASO DE EMBORCAÇÃO:

- observa-se uma tendência de encurvamento da envoltória de resistência para confinantes de 15 kg/cm^2 . Esta tendência de encurvamento já havia sido observada anteriormente por LEE e HALEY (51) em solos compactados ensaiados sob altas confinantes;

- para confinantes de até 8 kg/cm^2 a envoltória de resistência têm configuração semelhante ao caso A, valendo as mesmas observações quanto à influência do grau de compactação feitas para Nova Avanhandava e Tucuruí (basalto).

A seguir são apresentadas as envoltórias de resistência obtidas para todos os solos analisados.

As convenções adotadas para os pontos de ruptura de todos os desenhos são iguais, exceto quando indicado.

Os pontos de ruptura plotados, conforme já mencionado, são aqueles definidos pela relação máxima de tensões efetivas - $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\text{máx}}$, exceto para o solo de Paraibuna/Paraitinga, onde se dispunham de informações para $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}}$.

CONVENÇÕES UTILIZADAS NAS FIGURAS VI.74 a VI.111

1) PONTOS DE RUPTURA PELO CRITÉRIO DE $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$

ENSAIO	GC < 98%			GC ≥ 98%		
	$\Delta h < 0$	$\Delta h \approx 0$	$\Delta h > 0$	$\Delta h < 0$	$\Delta h \approx 0$	$\Delta h > 0$
\overline{UU}	○	○	⊙	⊗	⊗	●
\overline{CU}	○	○	●	⊗	⊗	●
\overline{CU}_{SAT}	□	□	■	⊠	⊠	■
CD	△	△	△	△	△	△
CD_{SAT}	▽	▽	▽	▽	▽	▽

2) TRAJETÓRIAS DE TENSÕES EFETIVAS

_____ ensaios \overline{UU}
 - - - - - ensaios \overline{CU}
 ensaios \overline{CU}_{SAT}
 - x - x - x - ensaios CD e CD_{SAT}

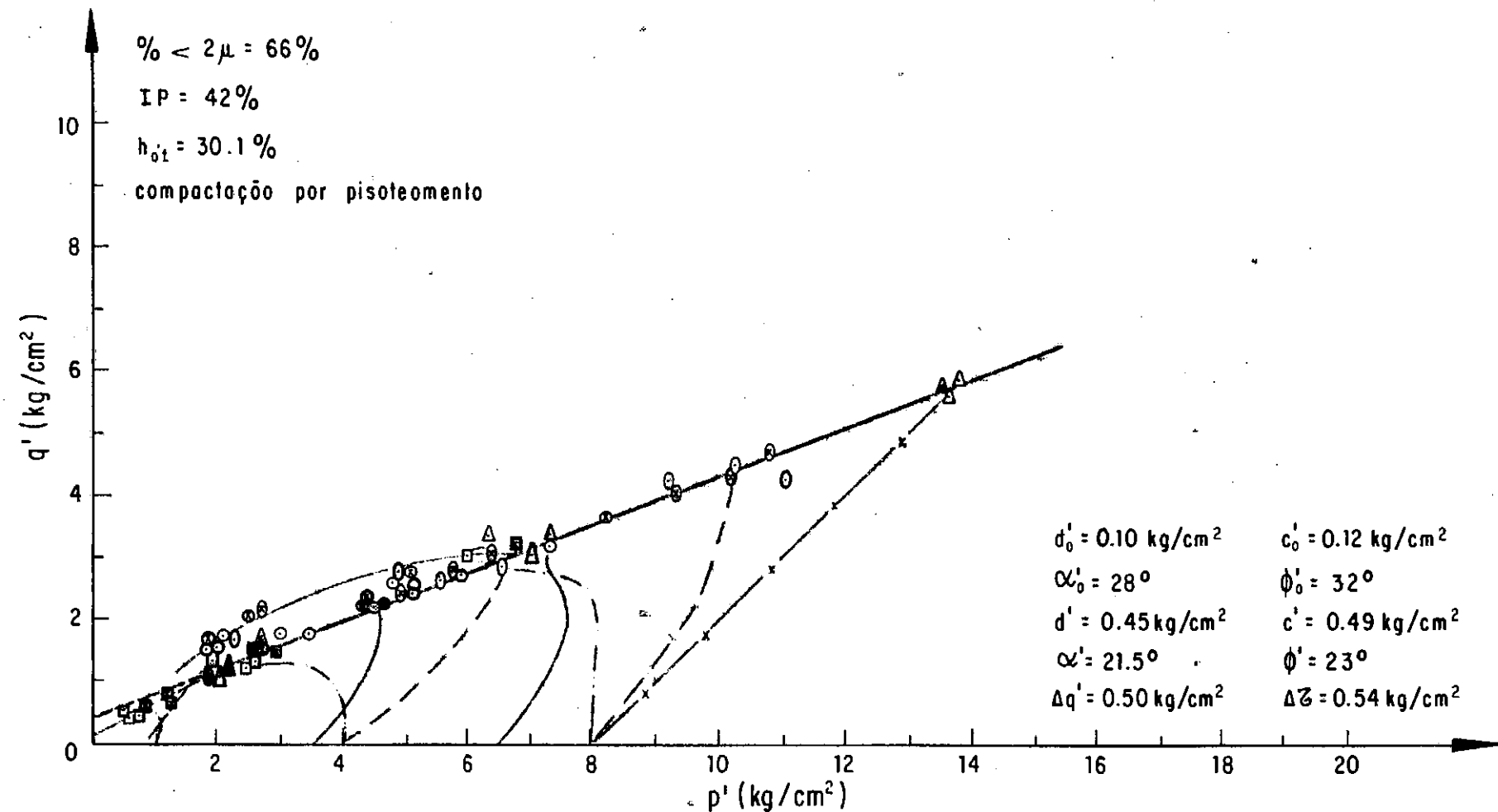


FIG. VI.74 - ENVOLTÓRIA MODIFICADA DE RESISTÊNCIA

Colúvio Laterítico Argiloso de Basalto - Três Irmãos.

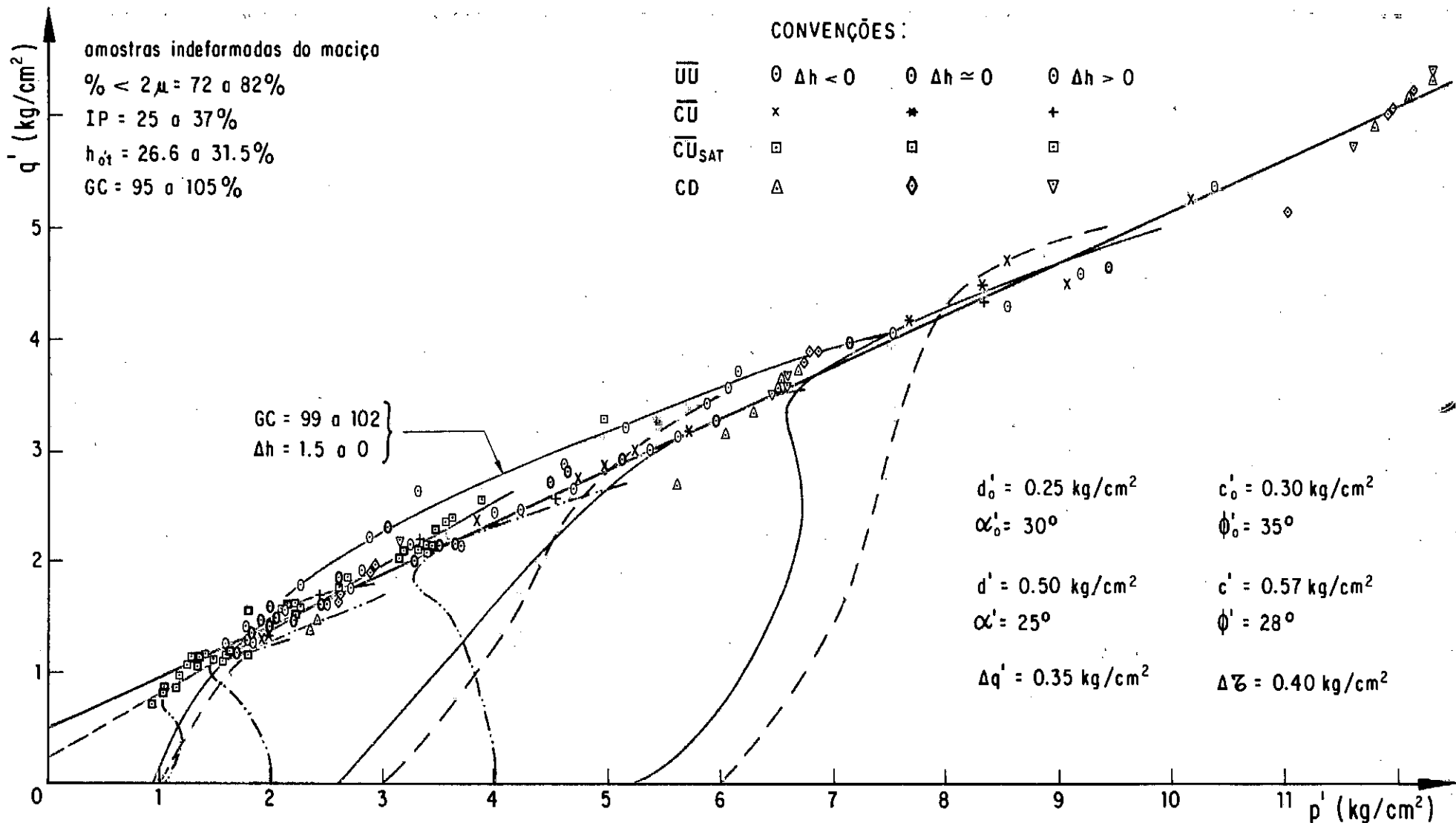


FIG. VI.75 - ENVOLTÓRIA MODIFICADA DE RESISTÊNCIA
 Colúvio Laterítico Argiloso de Basalto - Itaipu.

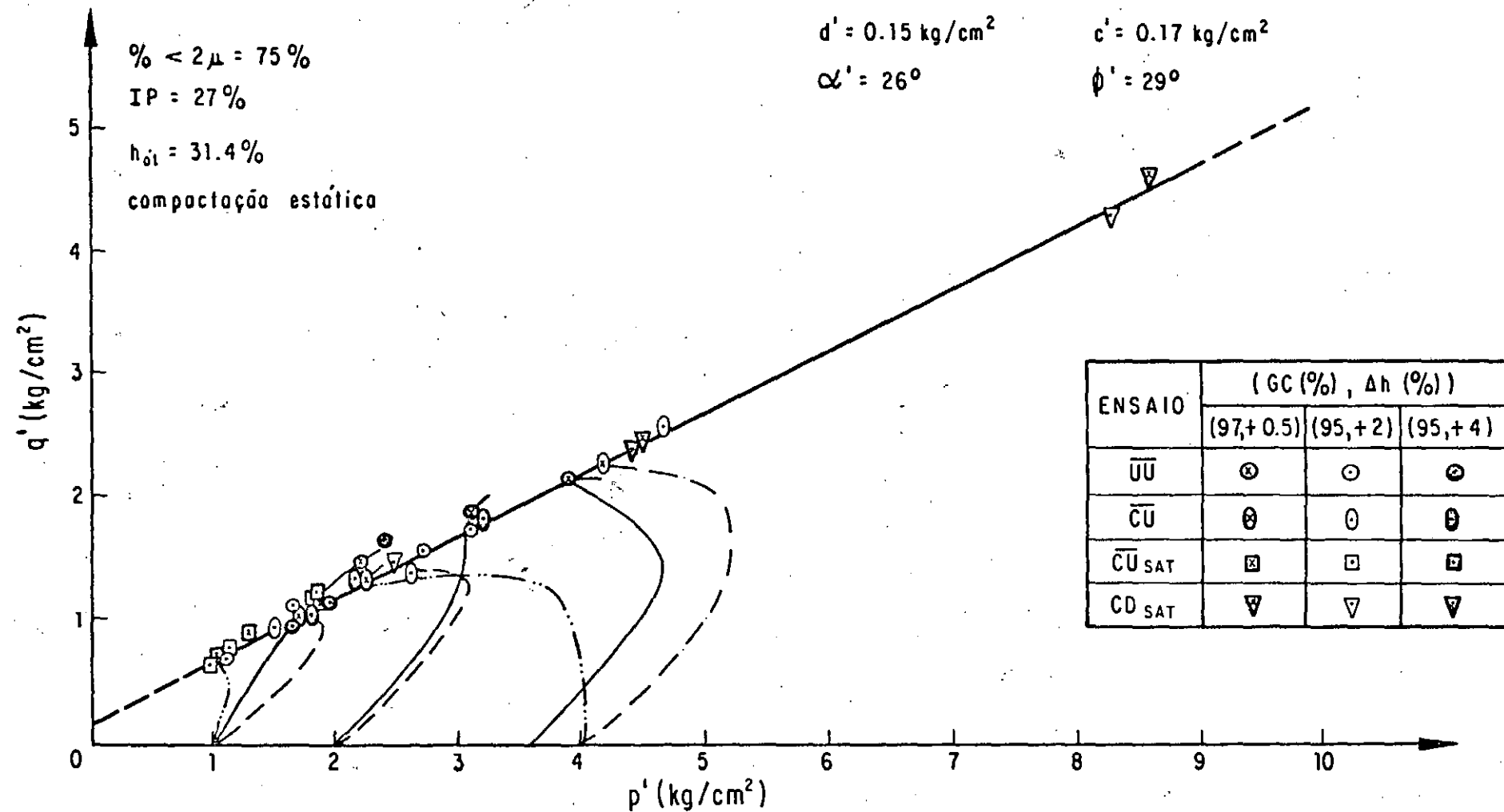


FIG. VI.76 - ENVOLTÓRIA MODIFICADA DE RESISTÊNCIA
 Colúvio Laterítico Argiloso de Basalto - Itaipu.

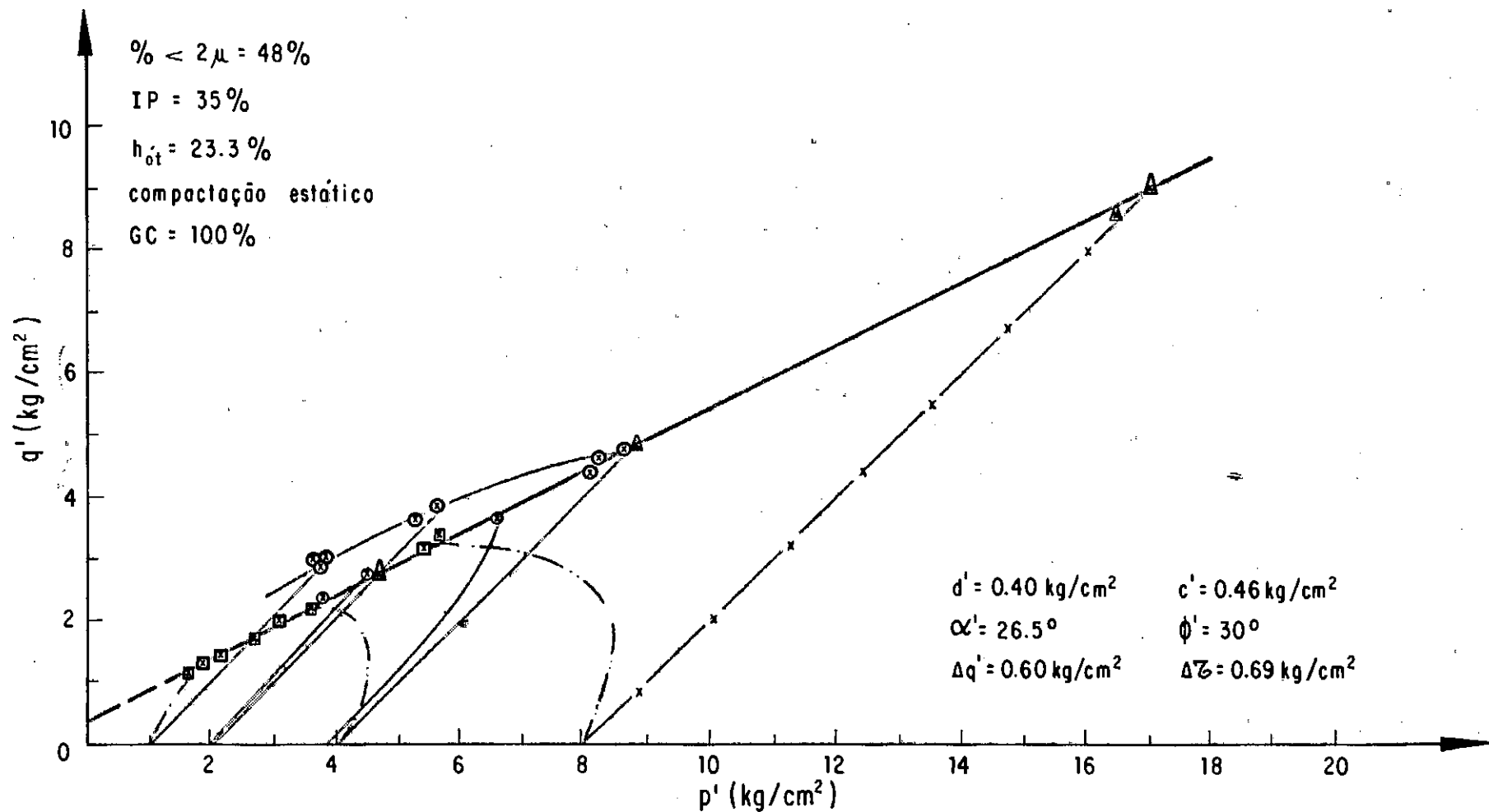


FIG. VI.77 - ENVOLTÓRIA MODIFICADA DE RESISTÊNCIA

Colúvio Laterítico Argiloso de Gnaiss - Euclides da Cunha.

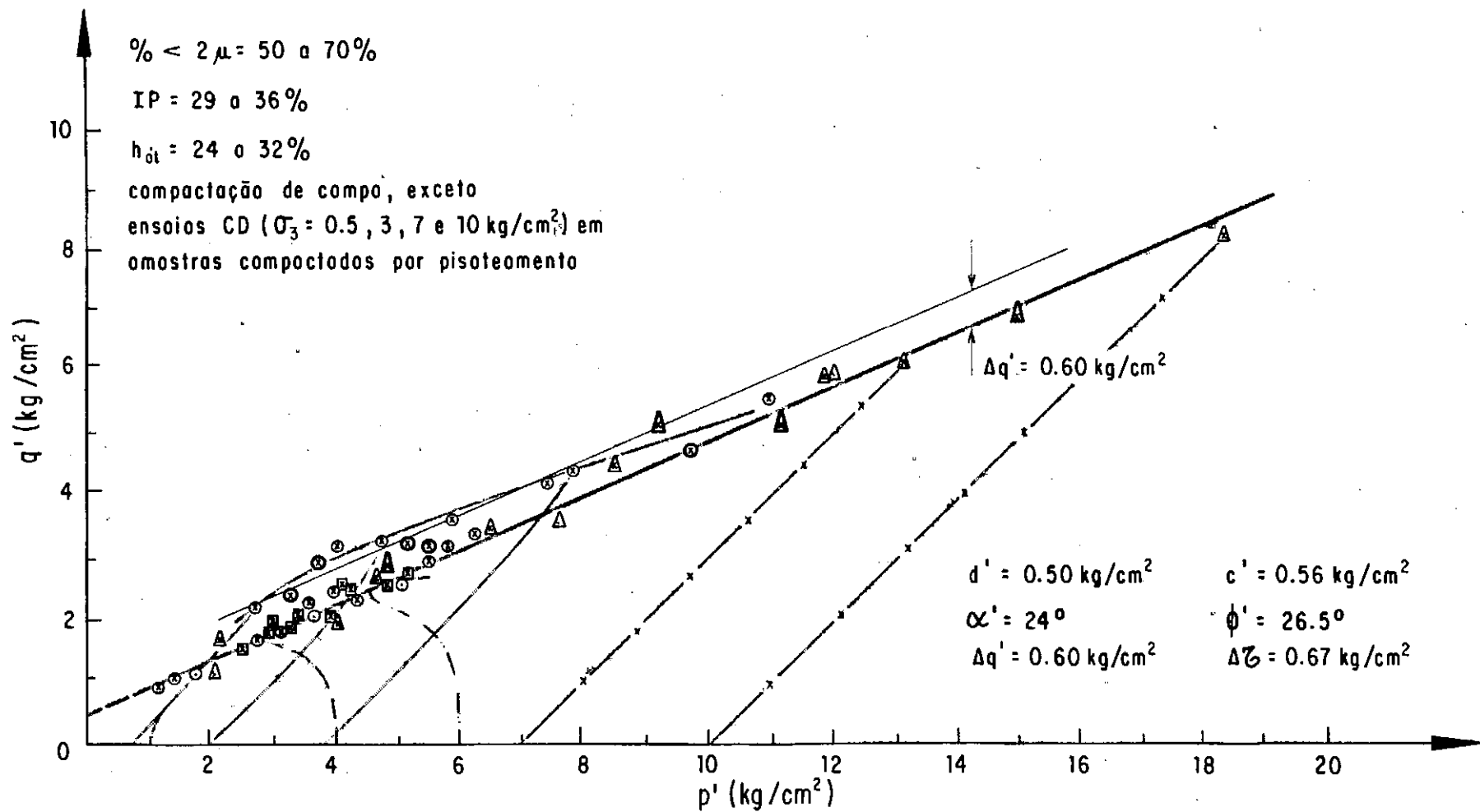


FIG. VI.78 - ENVOLTÓRIA MODIFICADA DE RESISTÊNCIA

Calúvio Laterítico Argiloso de Gnaiss - Paraibuna/Paraitinga.

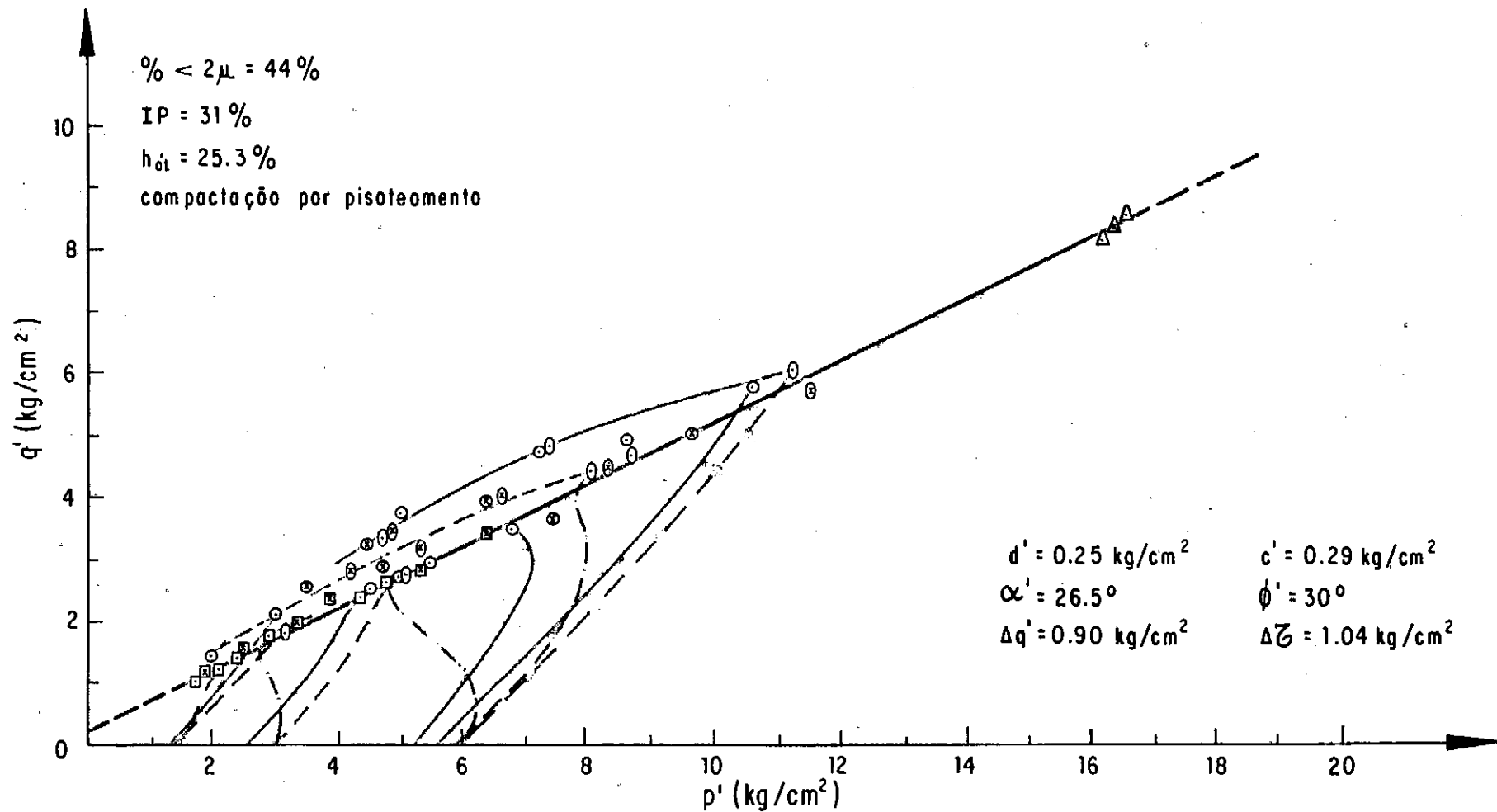


FIG. VI.79 - ENVOLTÓRIA MODIFICADA DE RESISTÊNCIA

Colúvio Laterítico Argiloso de Migmatito - Eixo B-2 (rio Juquidá).

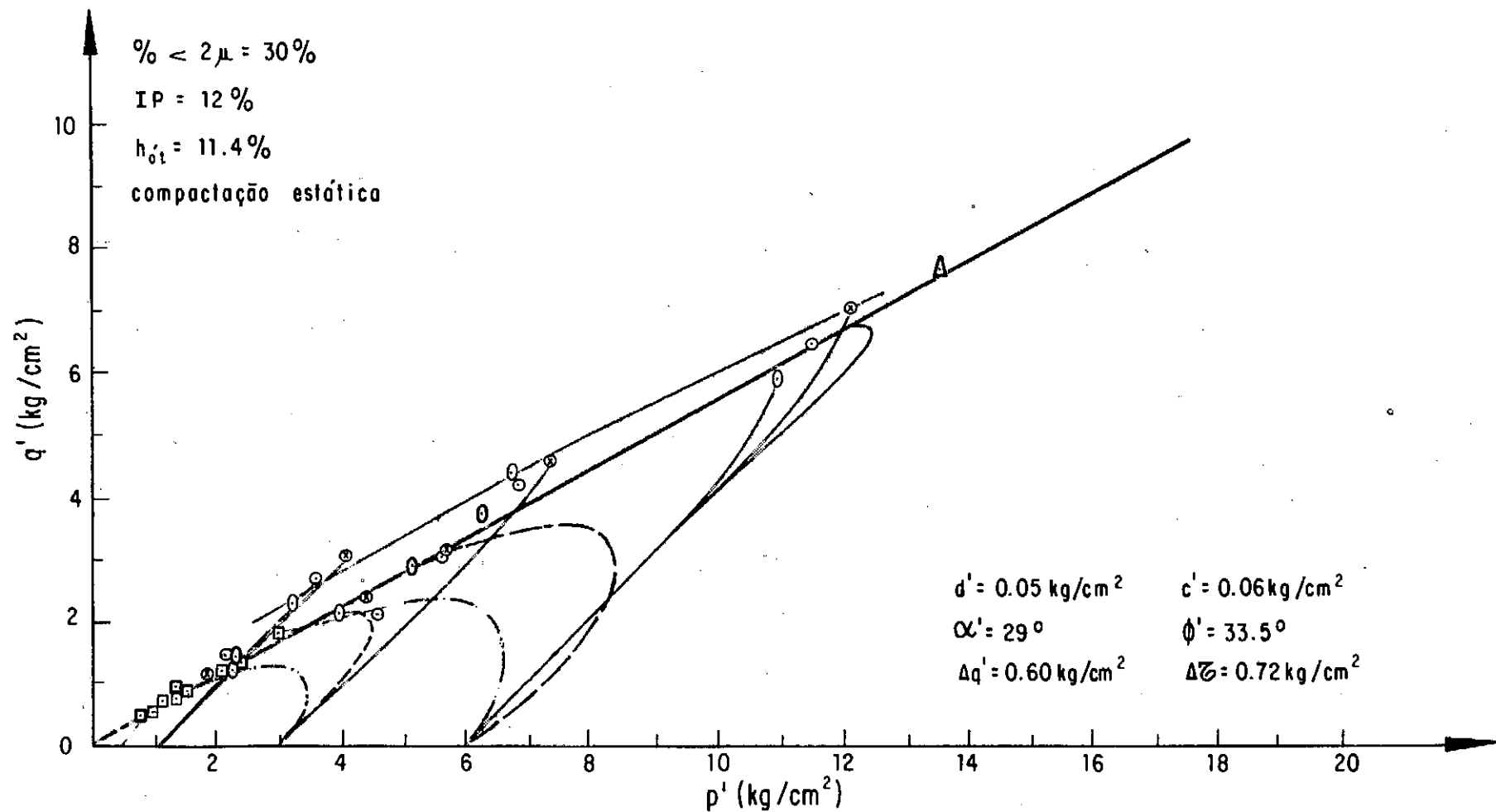


FIG. VI. 80 - ENVOLTÓRIA MODIFICADA DE RESISTÊNCIA

Colúvio Laterítico de Arenito - Rosana (poço 104).

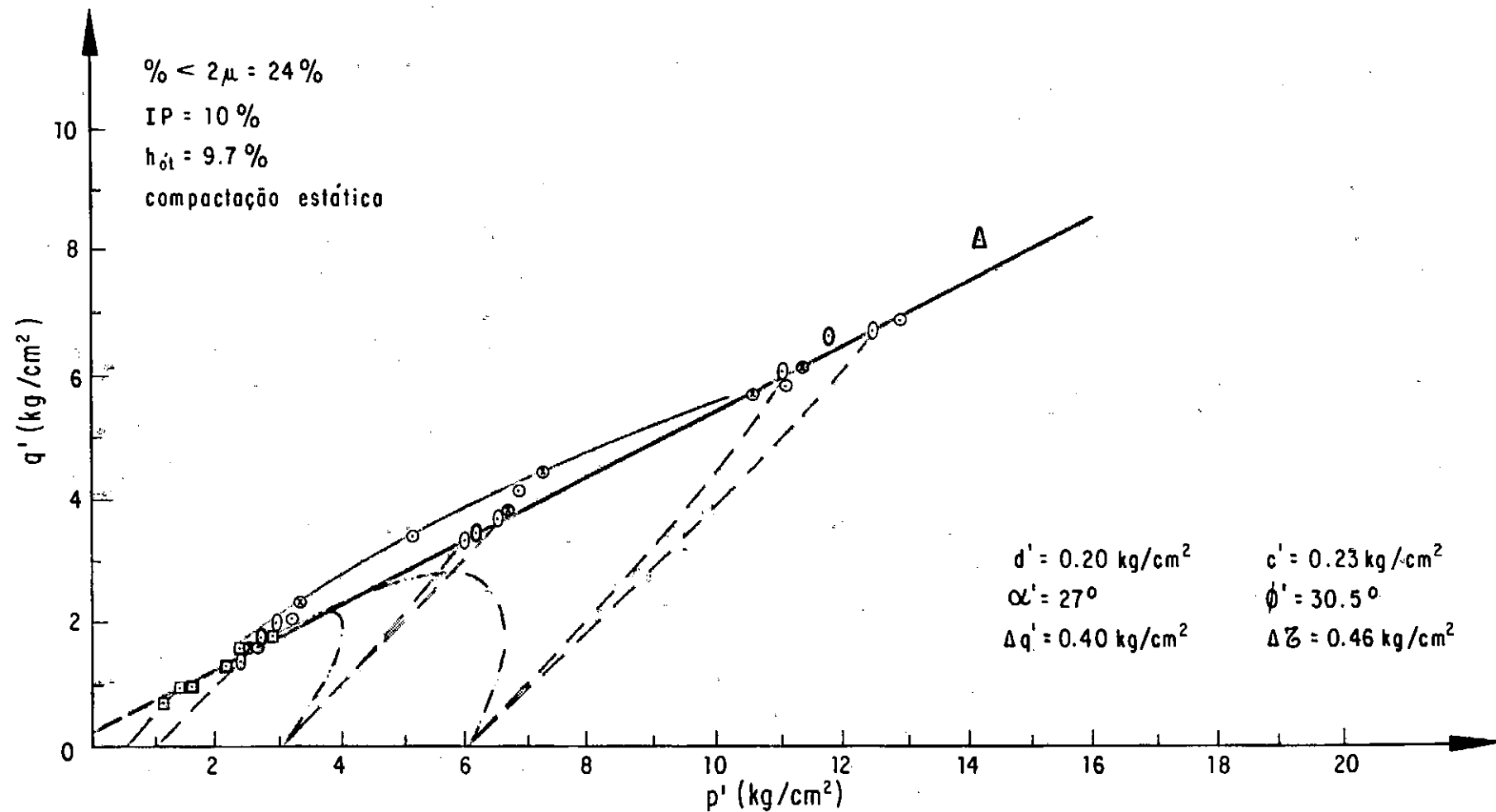


FIG. VI.81 - ENVOLTÓRIA MODIFICADA DE RESISTÊNCIA

Colúvio Laterítico Arenoso - Rosana (poço 110).

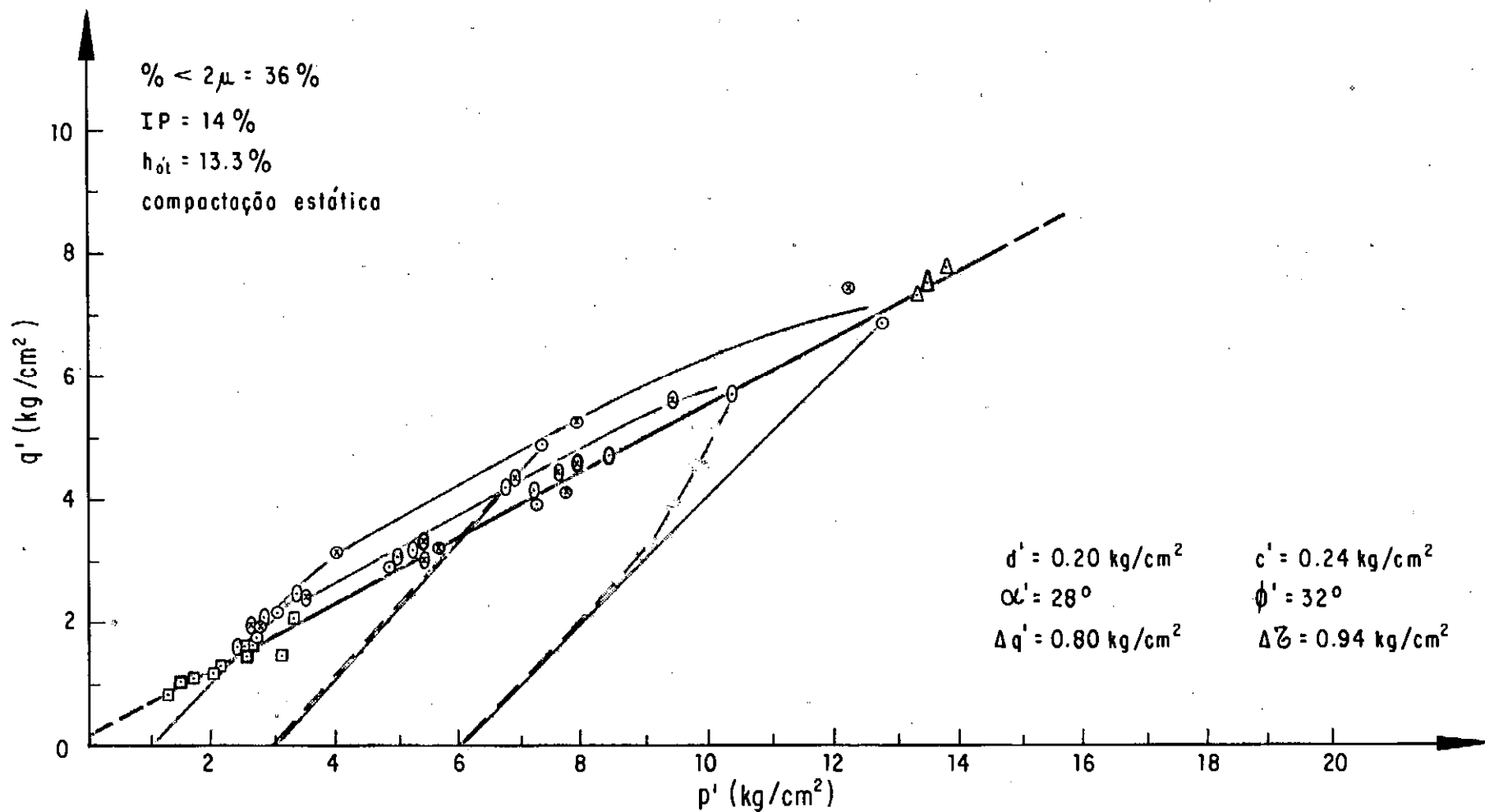


FIG. VI.82 - ENVOLTÓRIA MODIFICADA DE RESISTÊNCIA

Colúvio Laterítico de Arenito - Rosana (poço 112).

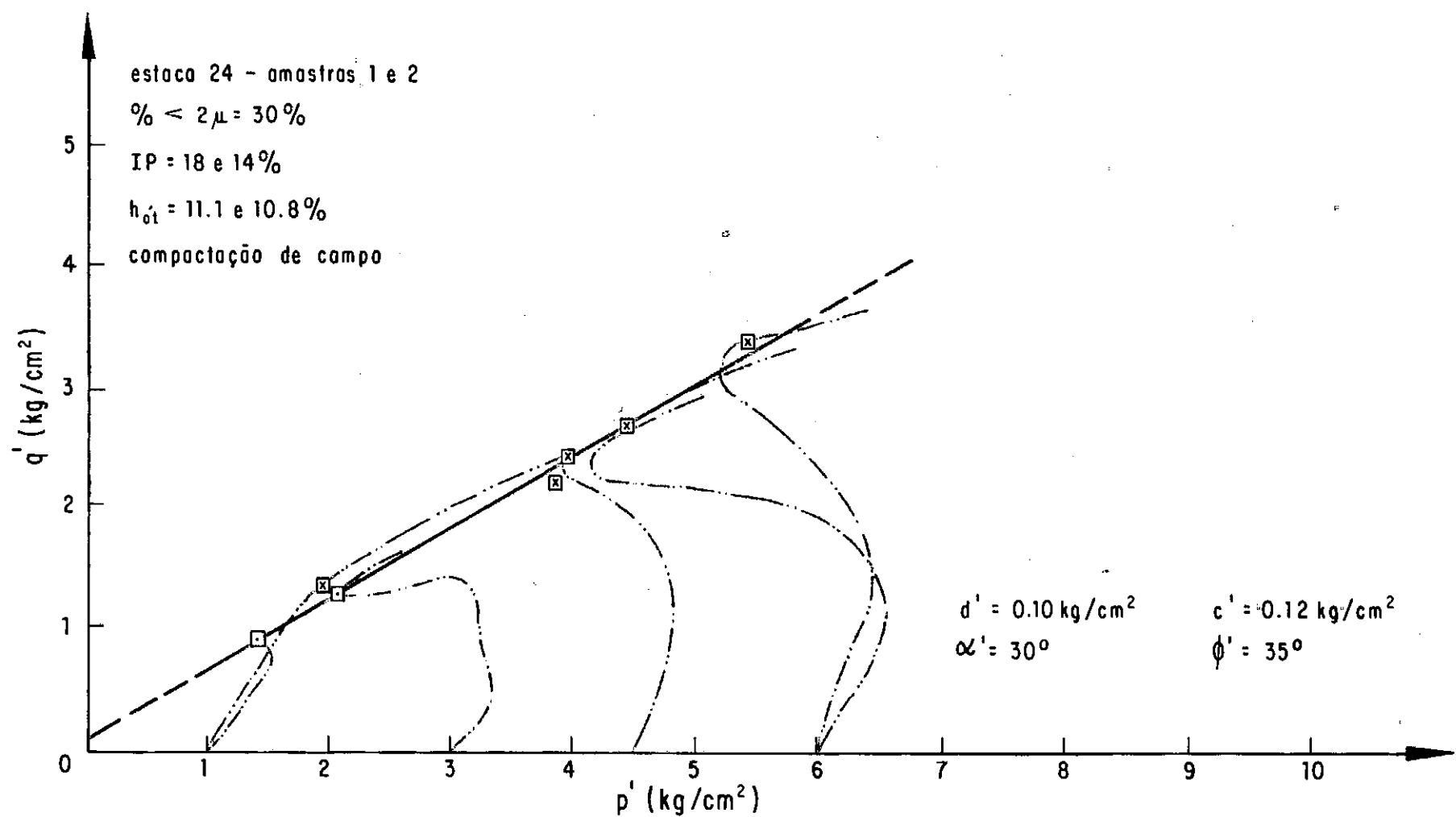


FIG. VI. 83 - ENVÓLÓRIA MODIFICADA DE RESISTÊNCIA
 Colúvio Laterítico de Arenito - Rosana (estaca 24).

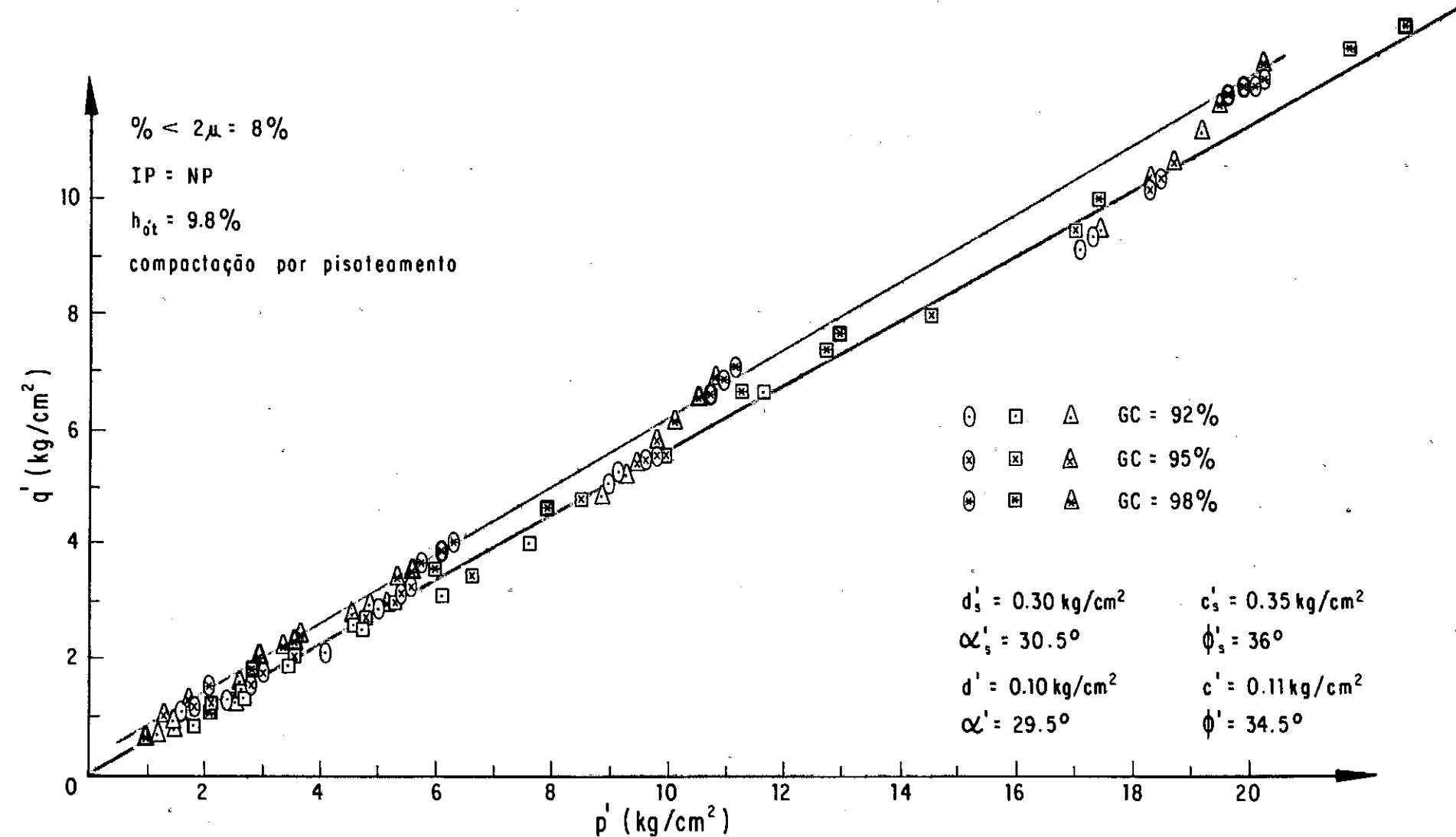


FIG. VI. 84 - ENVOLTÓRIA MODIFICADA DE RESISTÊNCIA
Colúvio Laterítico de Arenito - Porto Primavera (M.E.).

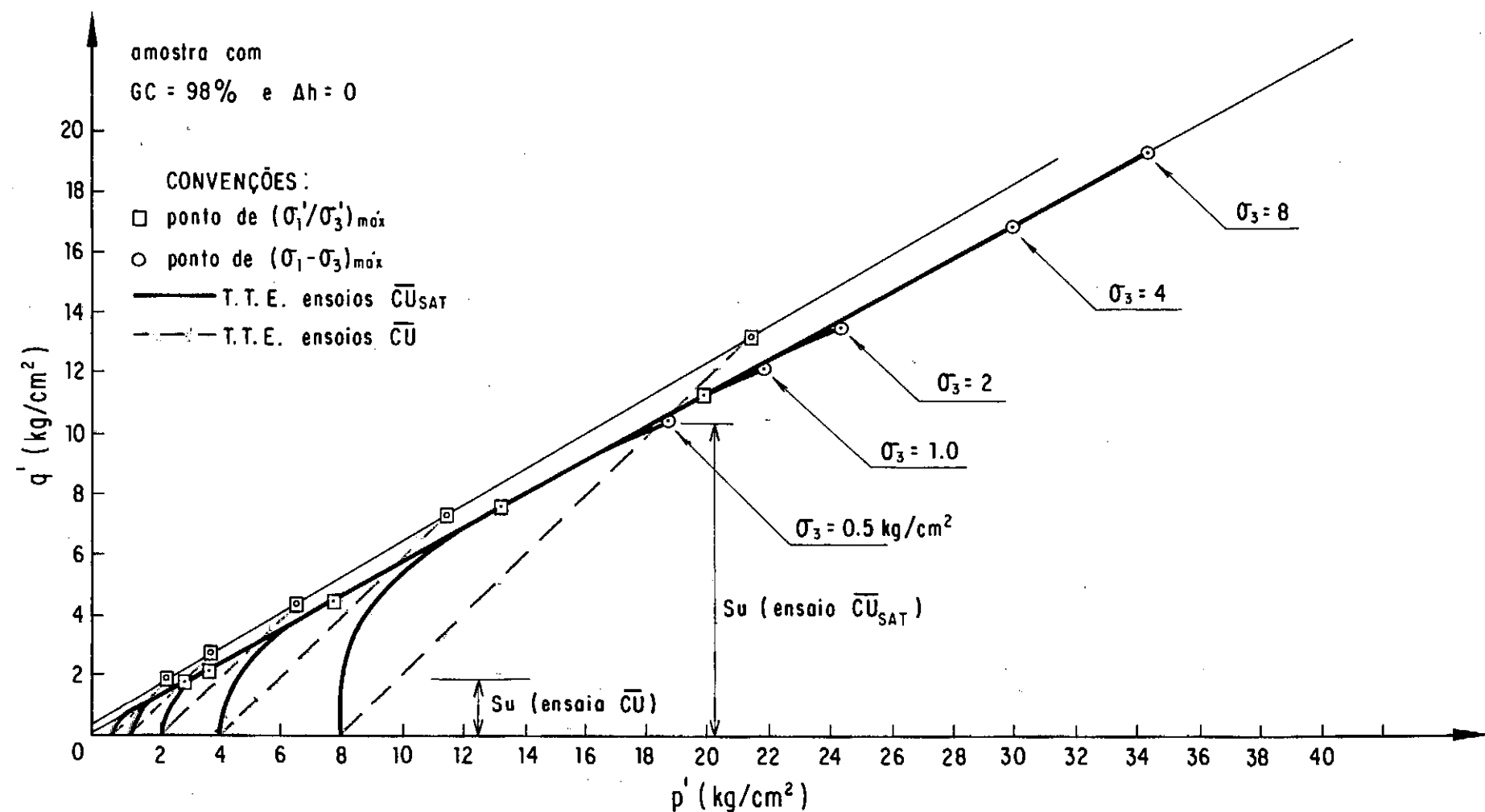


FIG. VI. 85 - Exemplos de Trajetórias de Tensões Efetivas de Ensaios $\bar{C}U$ e $\bar{C}U_{\text{SAT}}$ - Porto Primavera (M. E.).

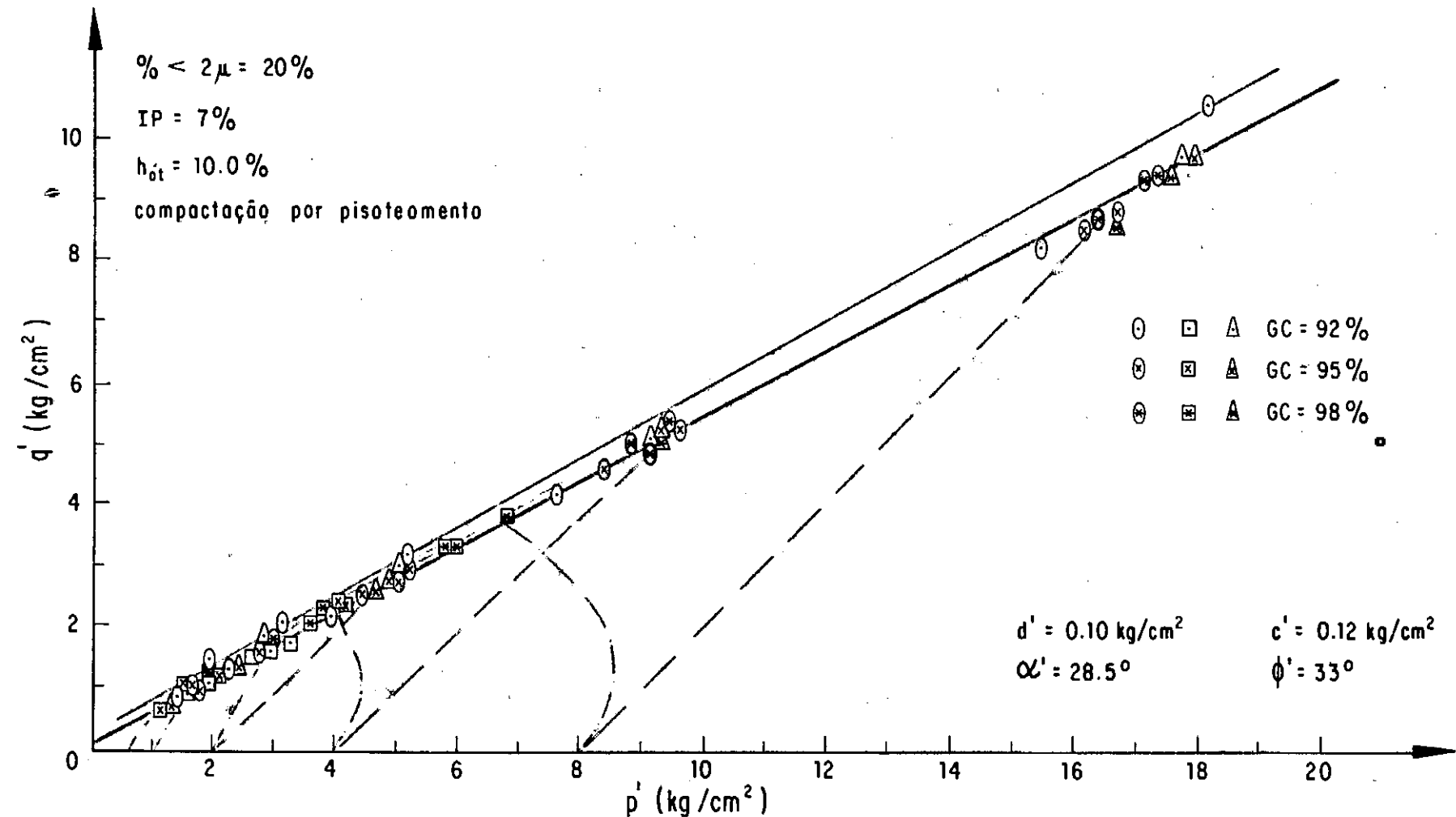


FIG. VI.86 - ENVÓLÓRIA MODIFICADA DE RESISTÊNCIA
 Colúvio Laterítico de Arenito - Porto Primavera (M.D.).

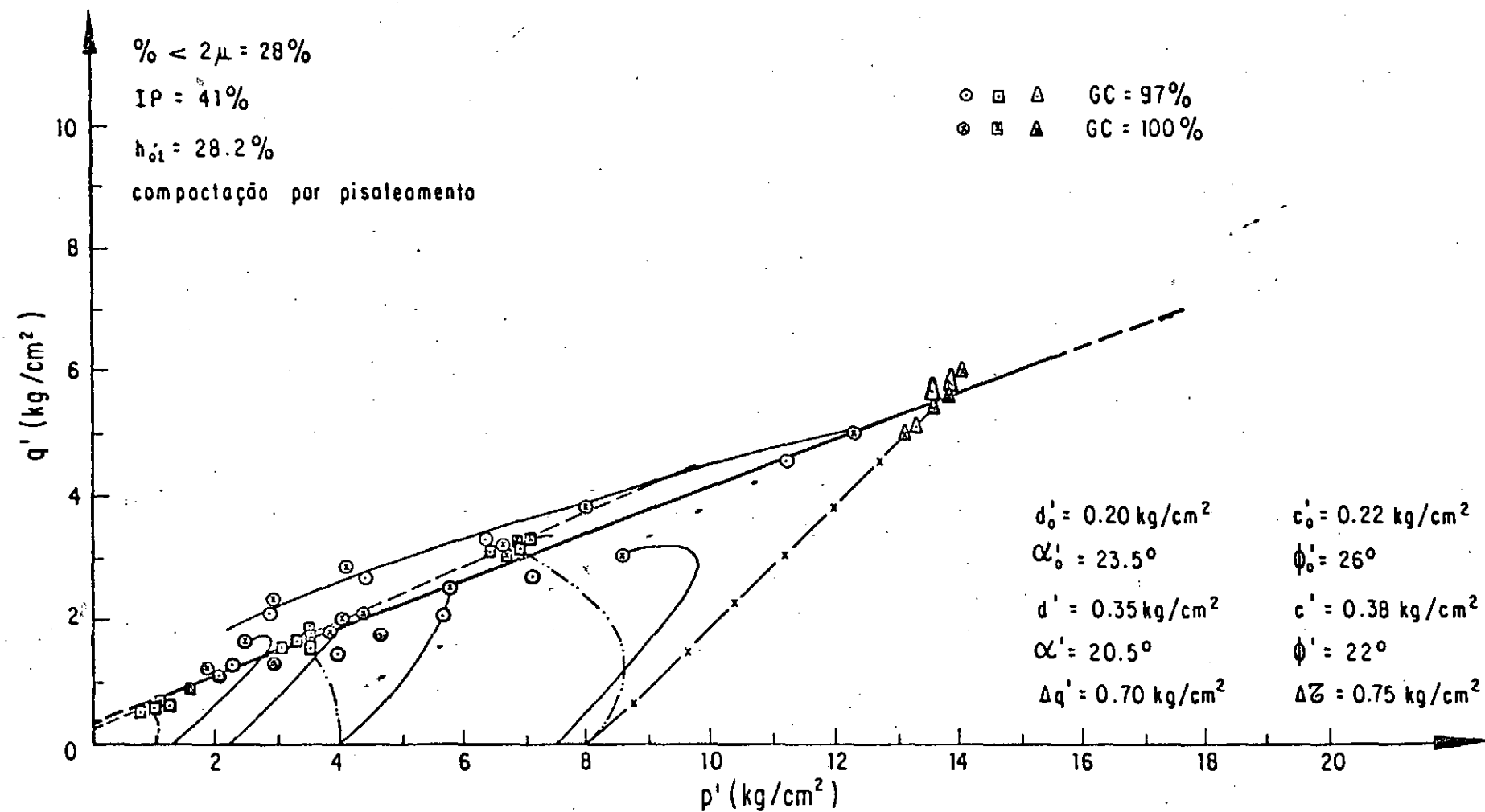


FIG. VI.87 - ENVOLTÓRIA MODIFICADA DE RESISTÊNCIA

Colúvio Pouco Laterizado de Argilito - Itaparica (área A-1).

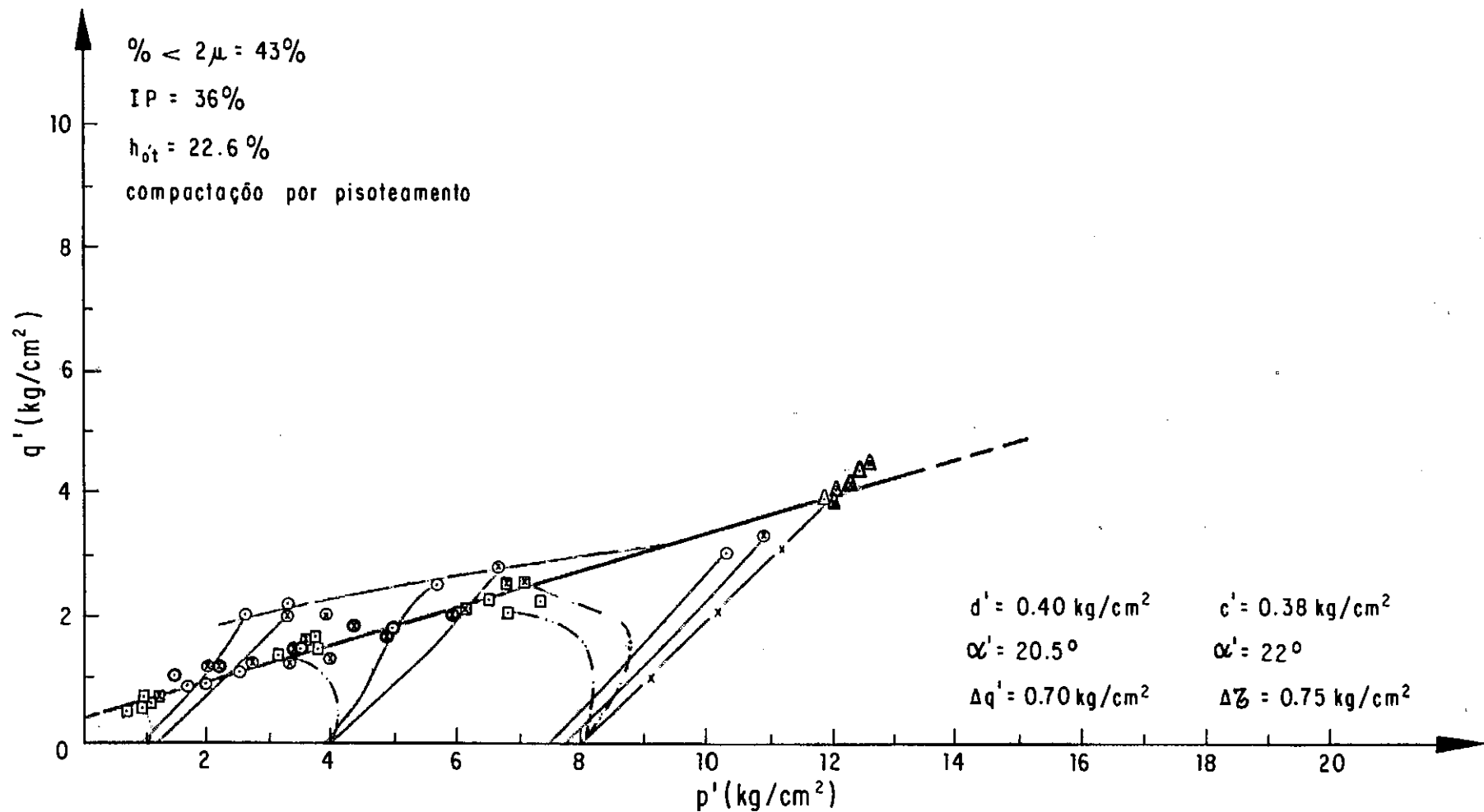


FIG. VI.88 - ENVOLTÓRIA MODIFICADA DE RESISTÊNCIA
 Colúvio Pouco Laterizado de Argilito - Itaparica (área B).

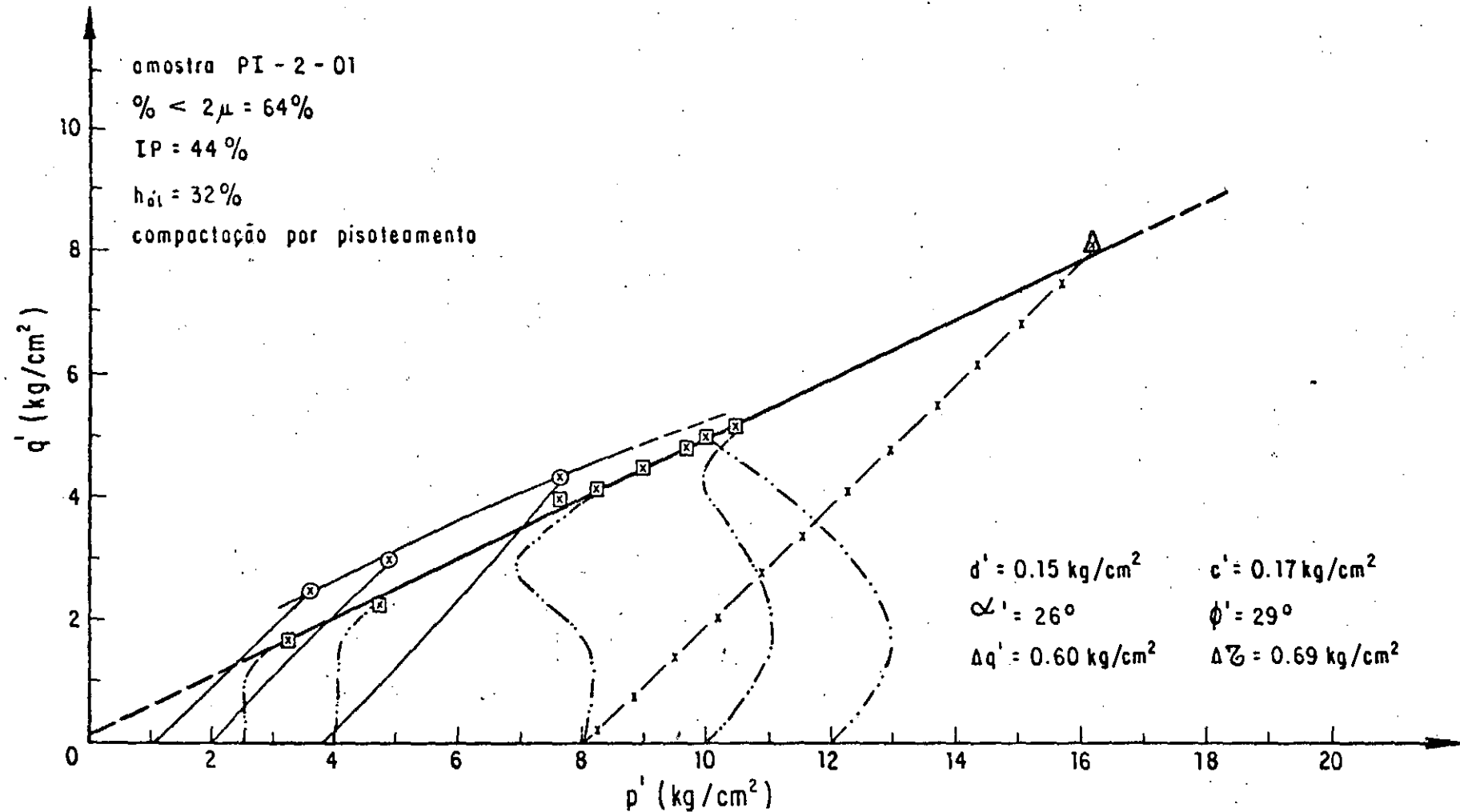


FIG. VI.89 - ENVOLTÓRIA MODIFICADA DE RESISTÊNCIA

Colúvio Pouco Laterizado de Basalto - Tucuruí.

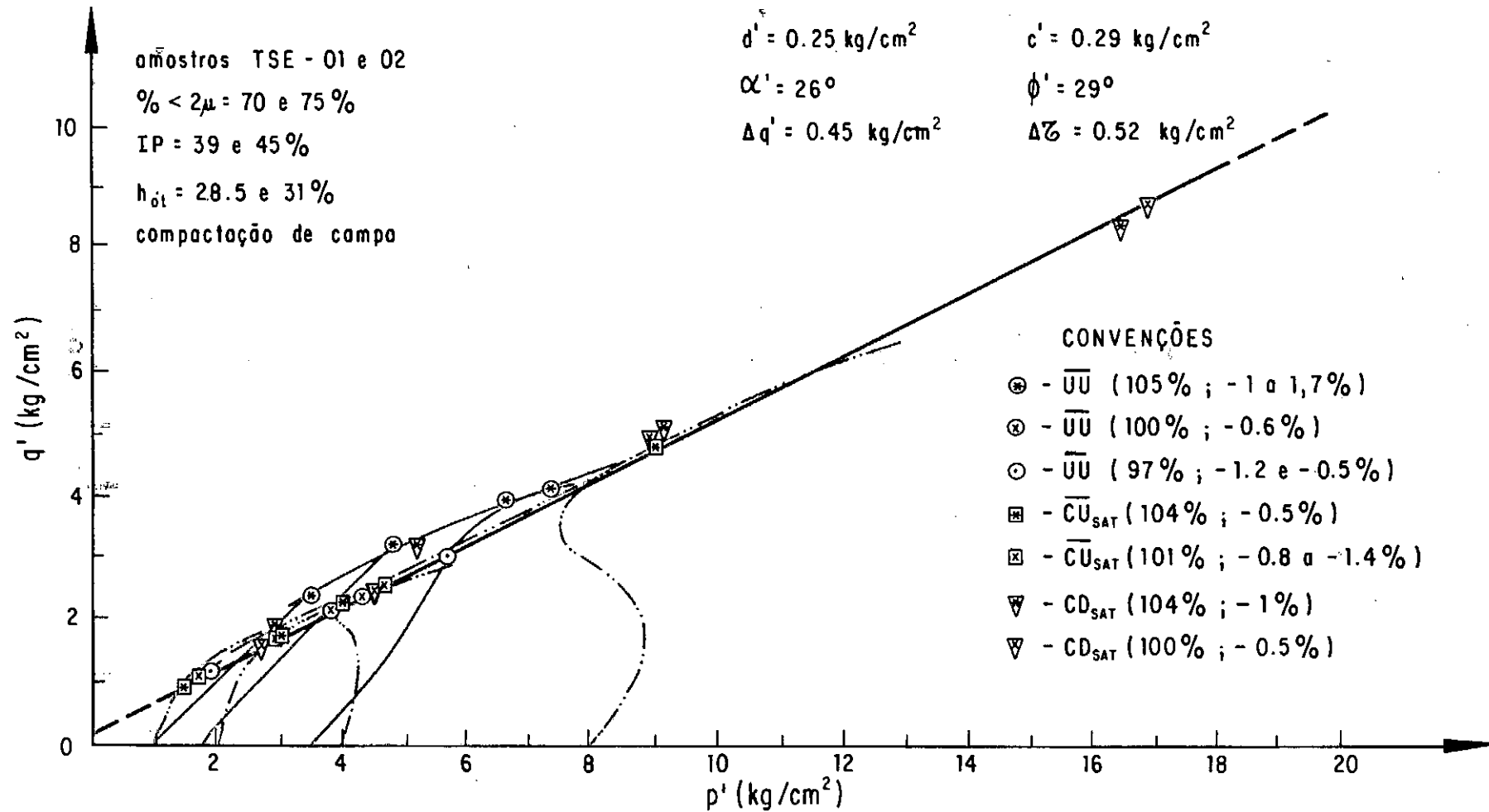


FIG. VI.90 - ENVOLTÓRIA MODIFICADA DE RESISTÊNCIA

Colúvio Pouco Laterizado de Basalto - Tucuruí.

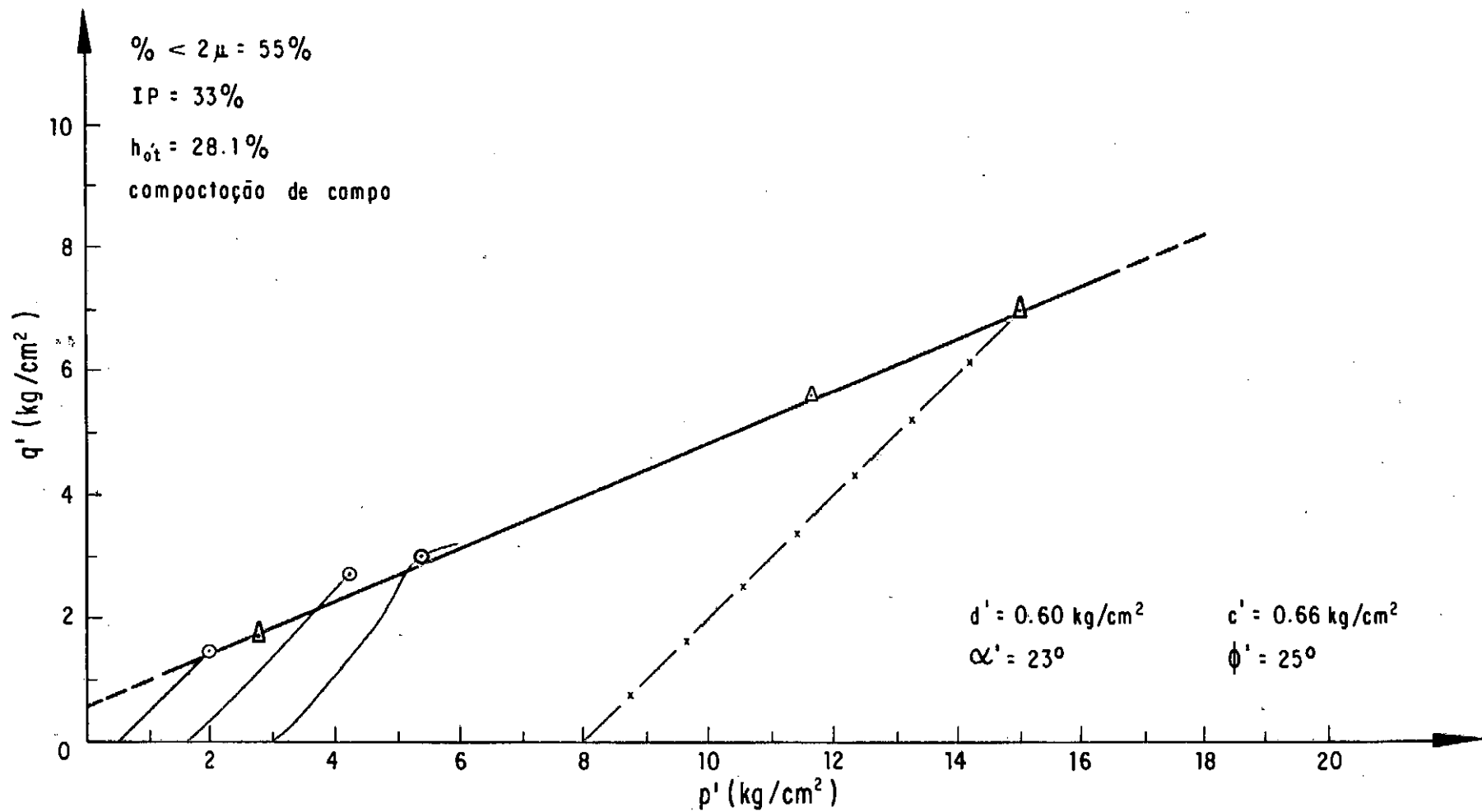


FIG. VI.91 - ENVOLTÓRIA MODIFICADA DE RESISTÊNCIA

Colúvio Pouco Laterizado de Micaxisto - Santa Isabel.

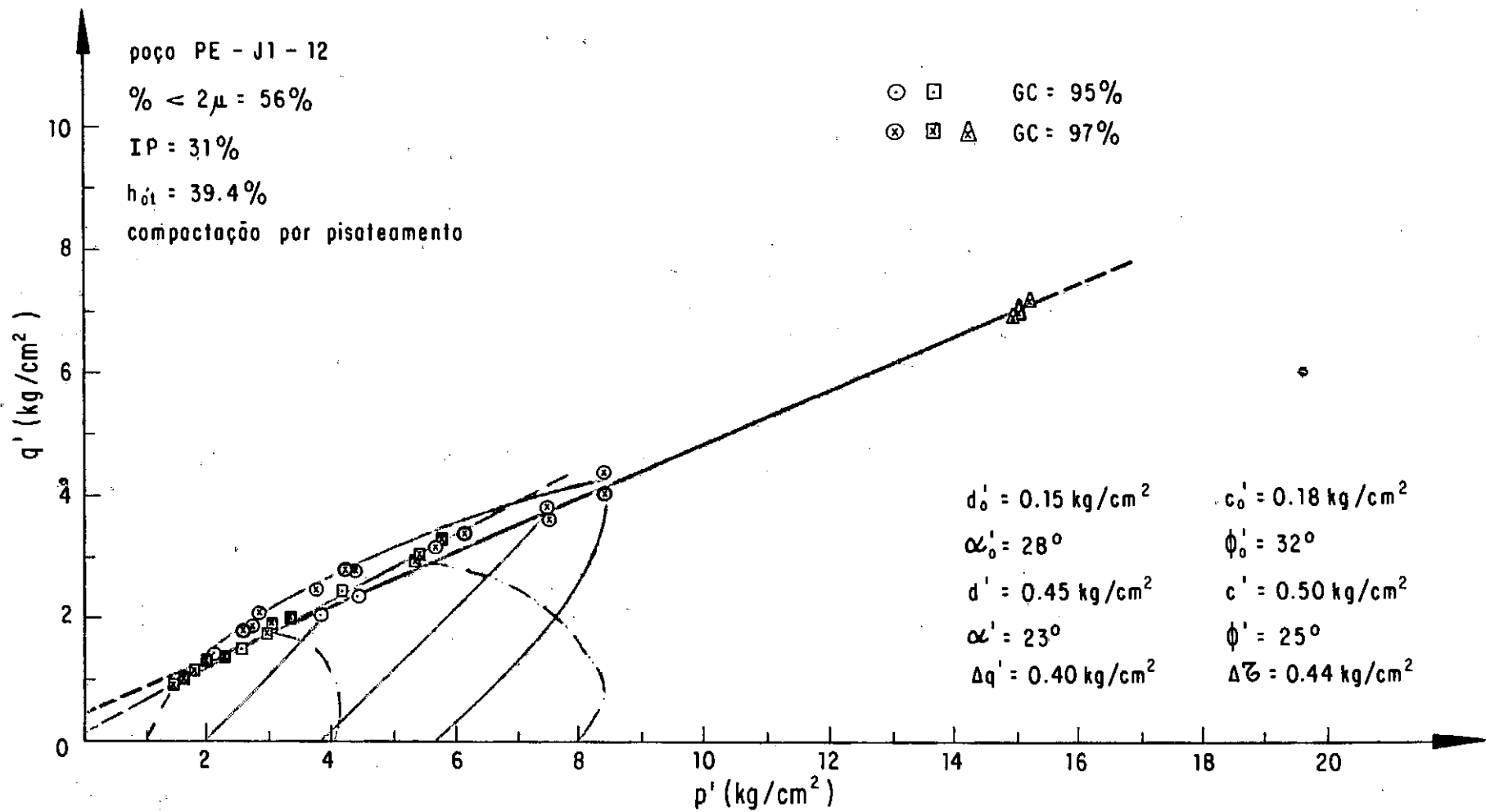


FIG. VI.92 - ENVOLTÓRIA MODIFICADA DE RESISTÊNCIA
 Solo Saprolítico de Basalto - Nova Avanhandava.

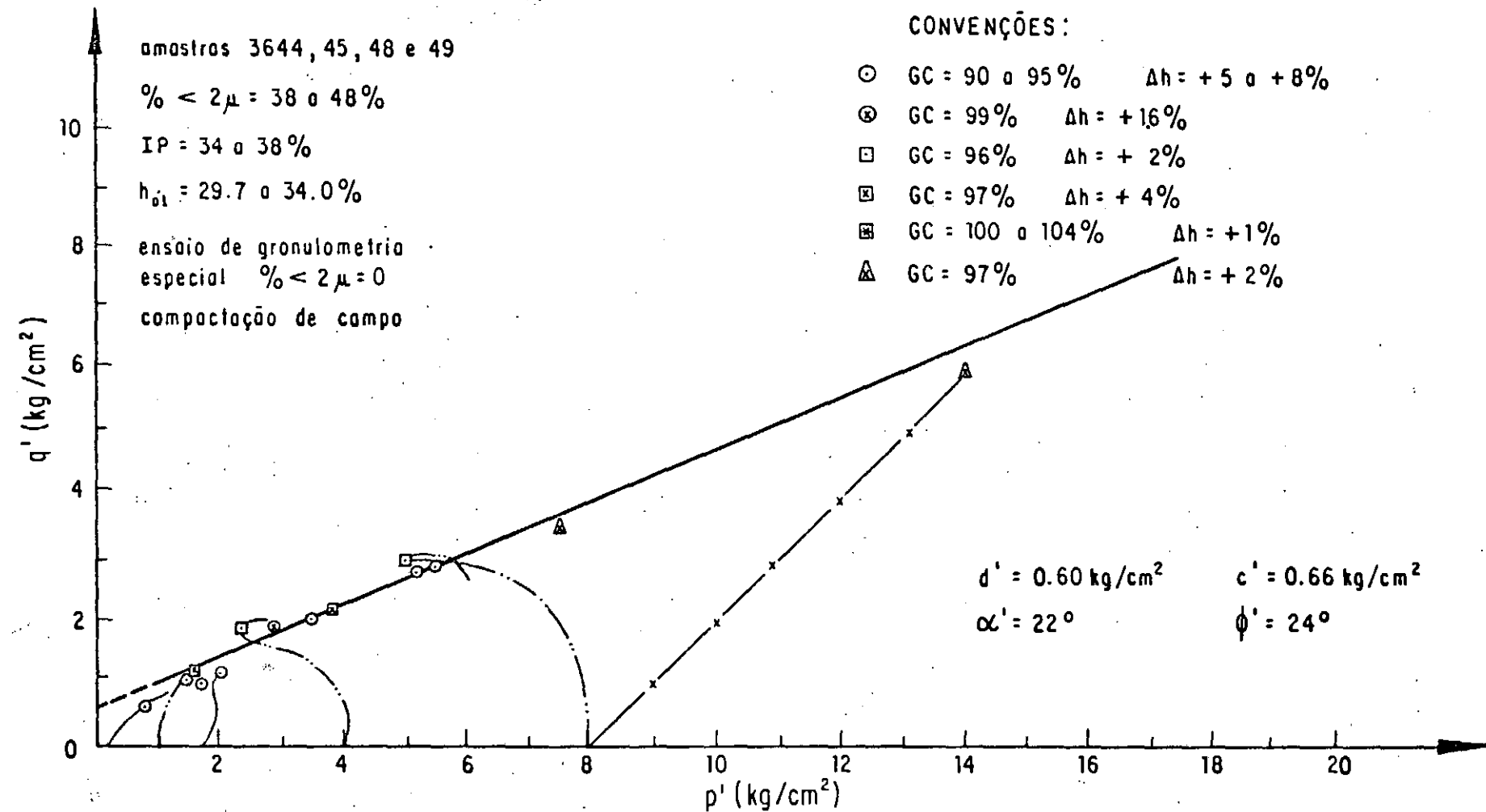


FIG. VI.93 - ENVOLTÓRIA MODIFICADA DE RESISTÊNCIA

Solo Saprolítico de Basalto - Nova Avanhandava.

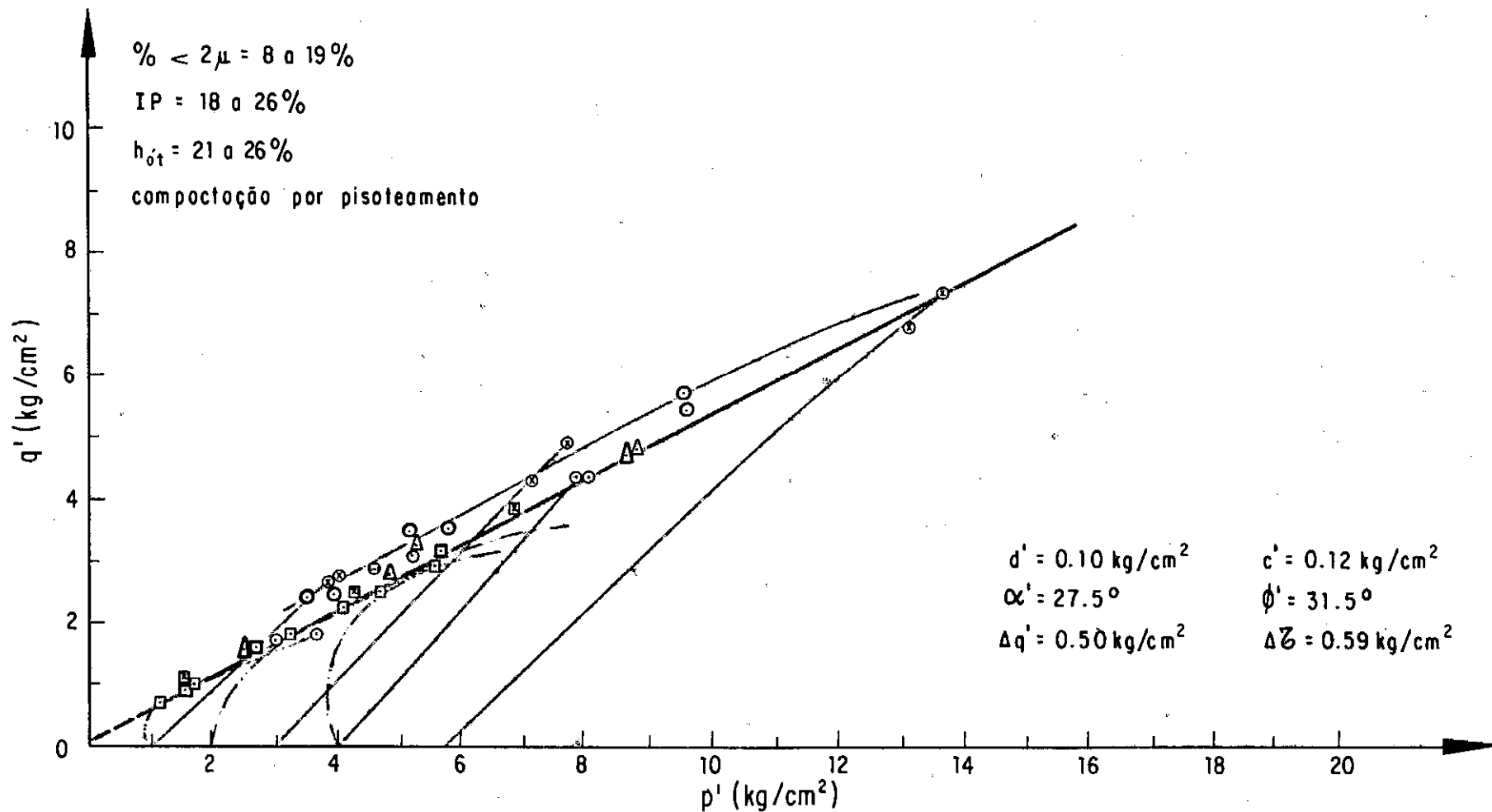


FIG. VI. 94 - ENVOLTÓRIA MODIFICADA DE RESISTÊNCIA
 Solo Saprólítico de Filito - Manso.

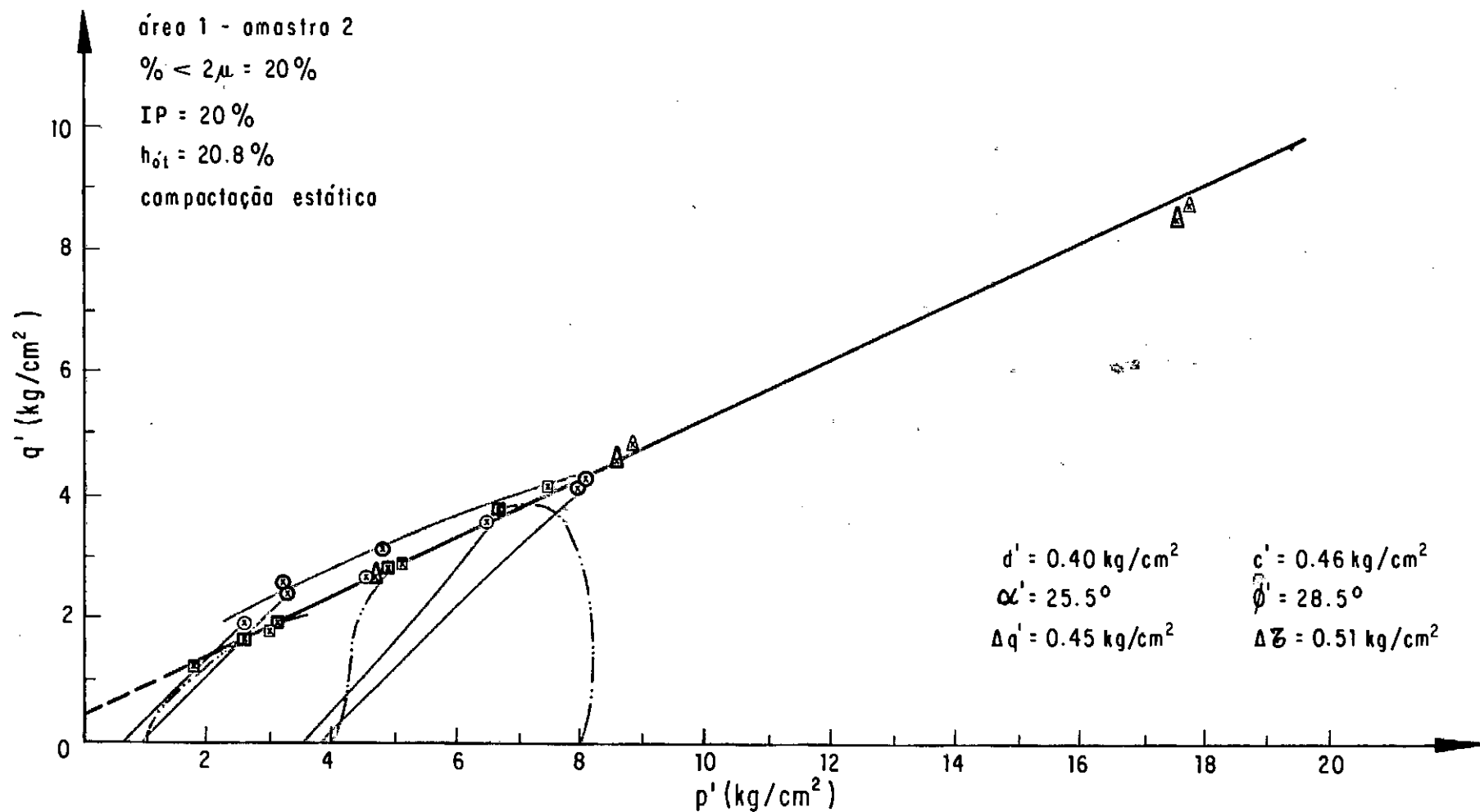


FIG. VI.95 - ENVOLTÓRIA MODIFICADA DE RESISTÊNCIA

Solo Saprolítico de Gnaiss - Euclides da Cunha (A1-2).

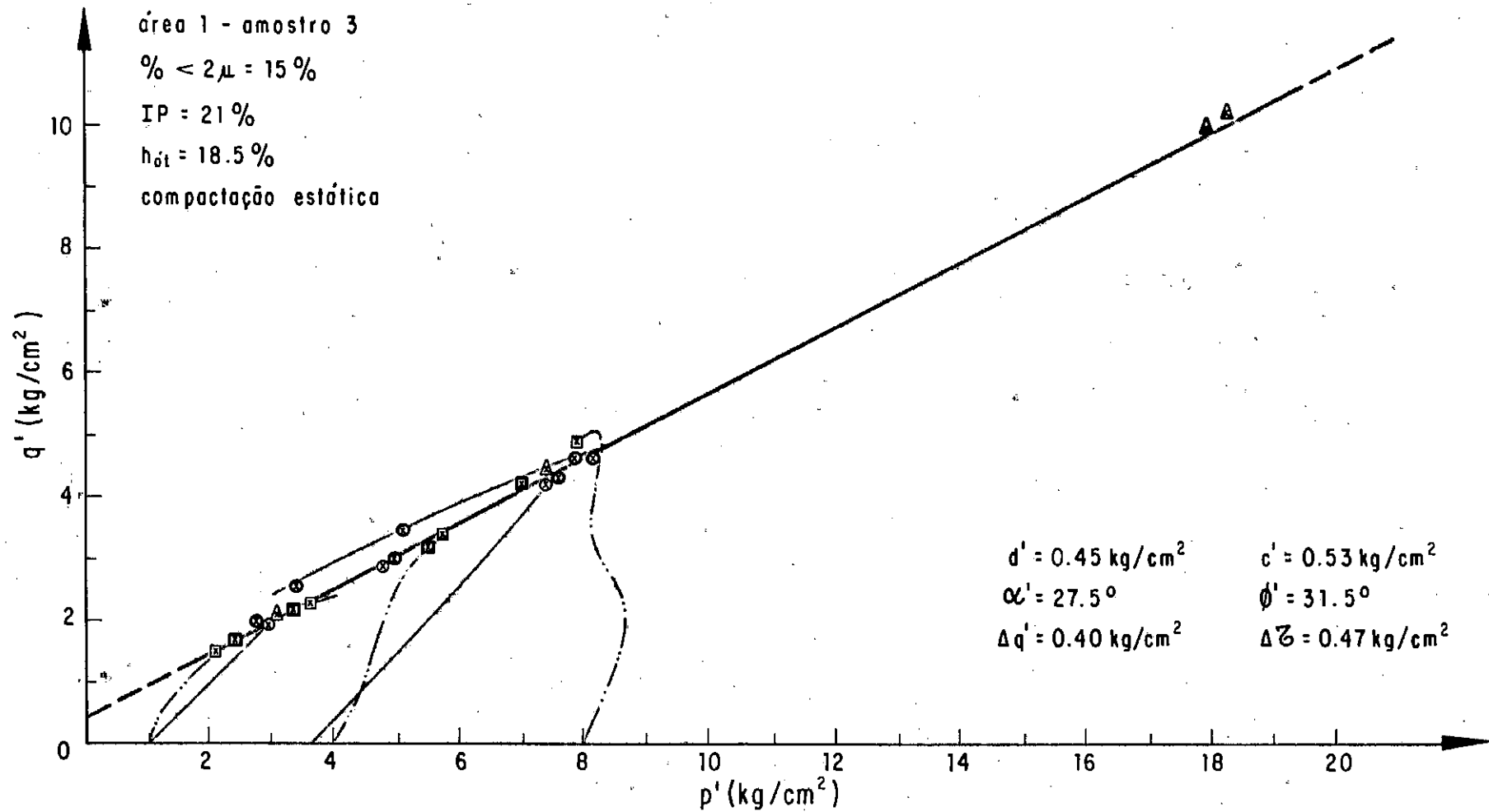


FIG. VI.96 - ENVOLTÓRIA MODIFICADA DE RESISTÊNCIA

Solo Saprolítico de Gnaiss - Euclides da Cunha (A1-3).

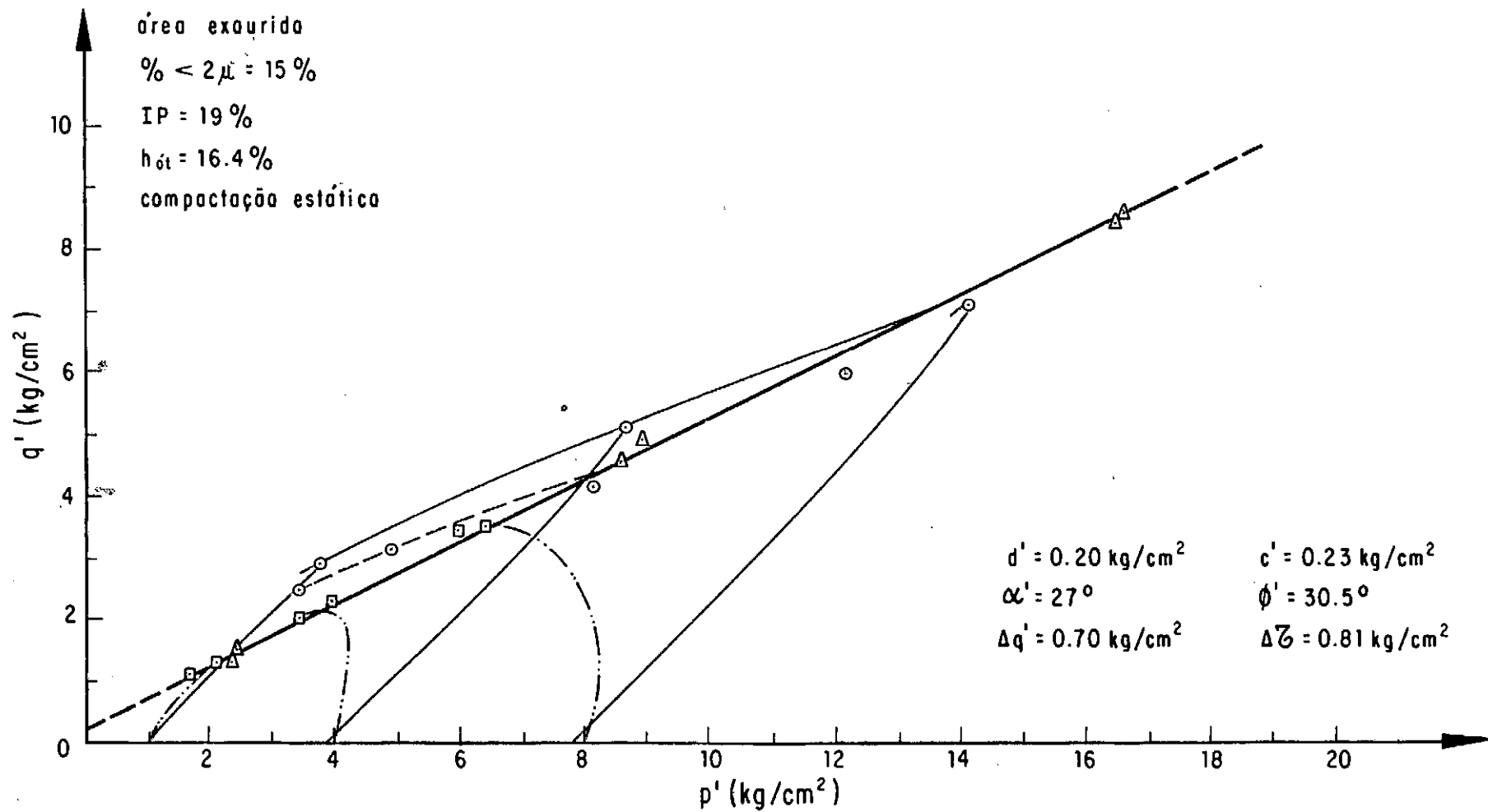


FIG. VI.97 - ENVOLTÓRIA MODIFICADA DE RESISTÊNCIA

Solo Saprolítico de Gnaiss - Euclides da Cunha (A.E.).

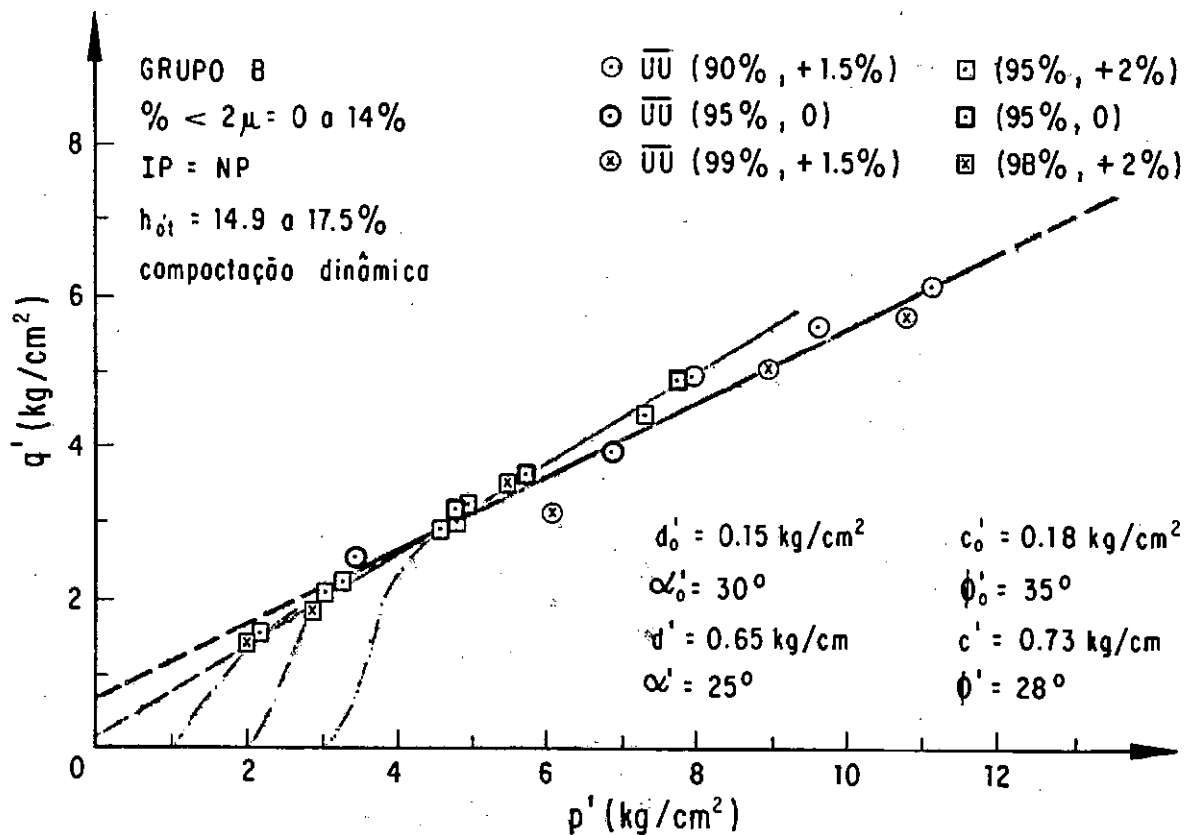
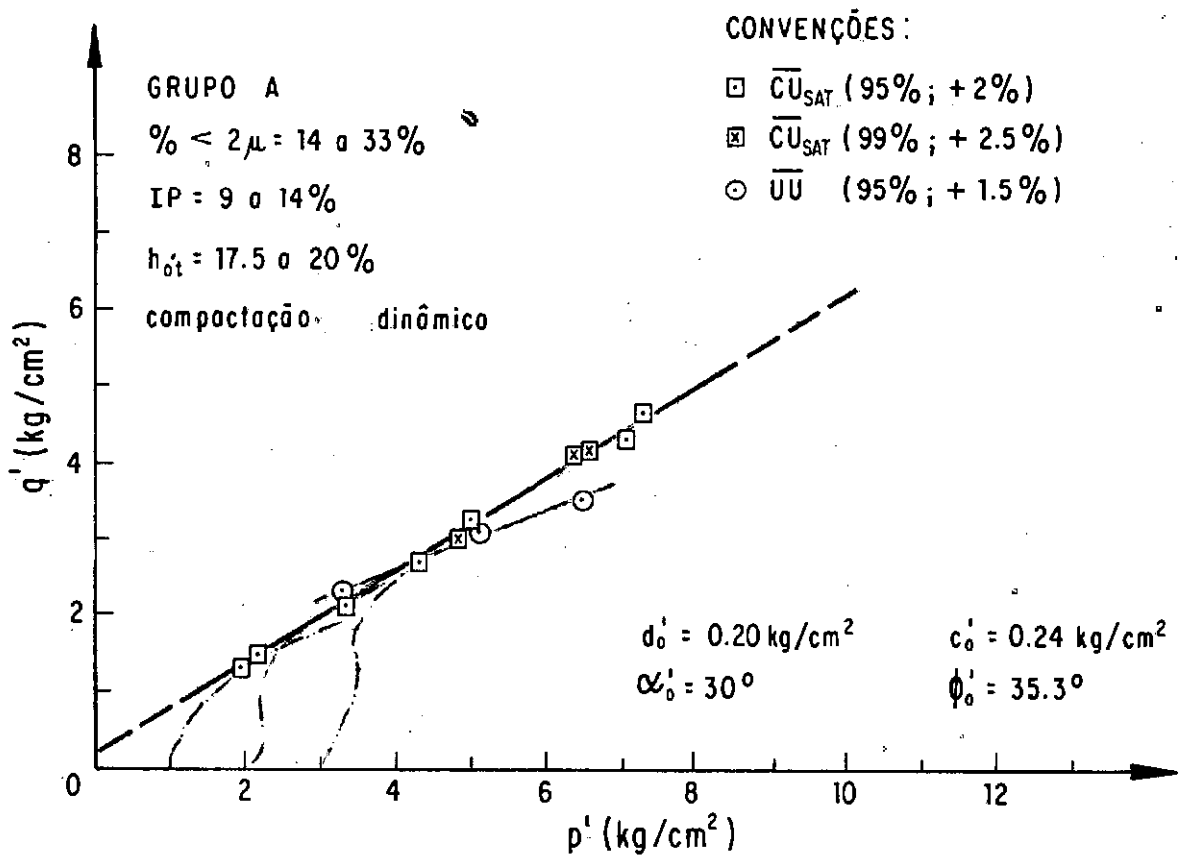


FIG. VI.98 - ENVOLTÓRIA MODIFICADA DE RESISTÊNCIA
 Solo Saprolítico de Gnaiss - Chapéu D'Uvas.

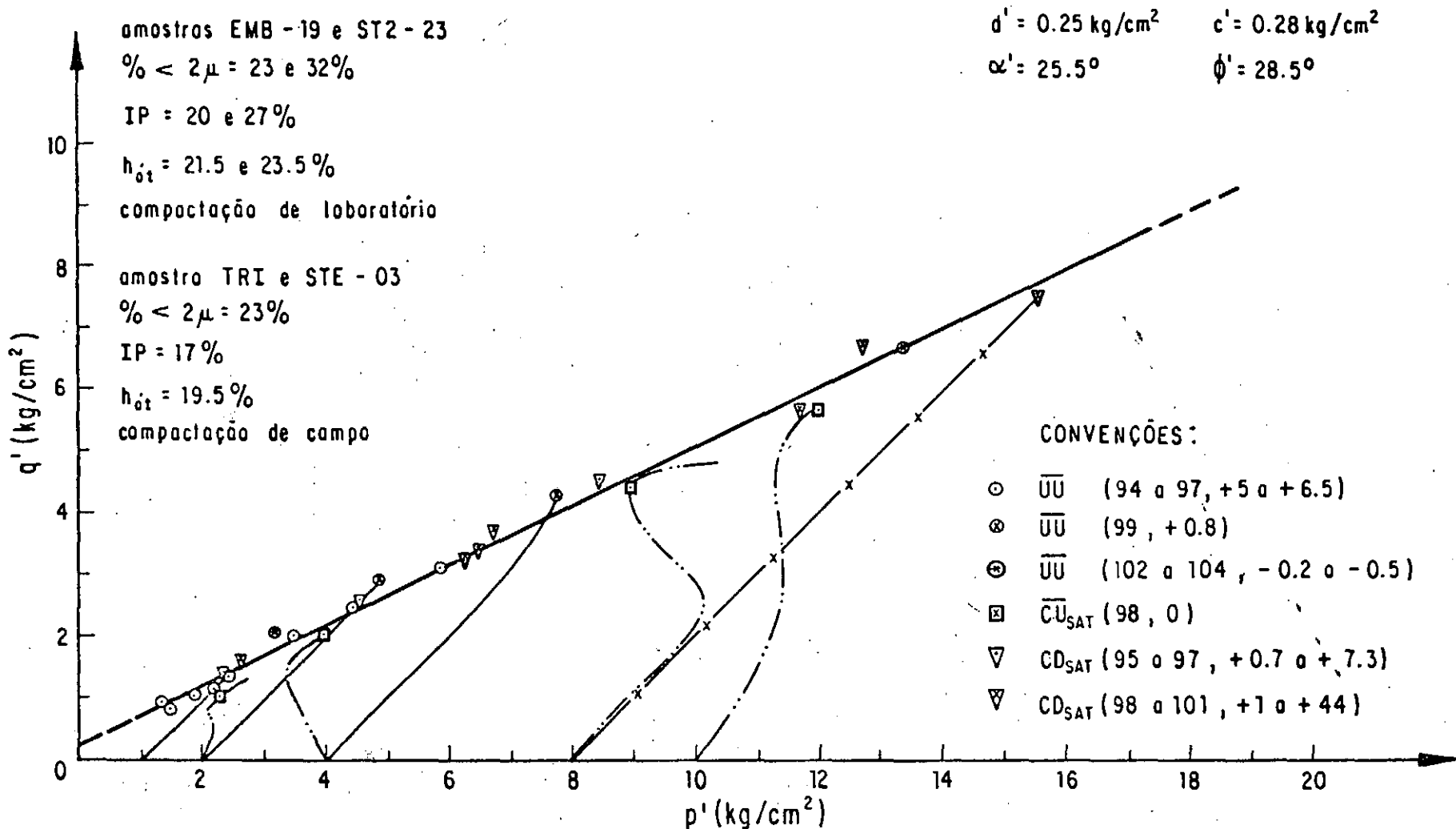


FIG. VI.99 - ENVOLTÓRIA MODIFICADA DE RESISTÊNCIA
 Solo Saprolítico de Metassedimento - Tucuruí.

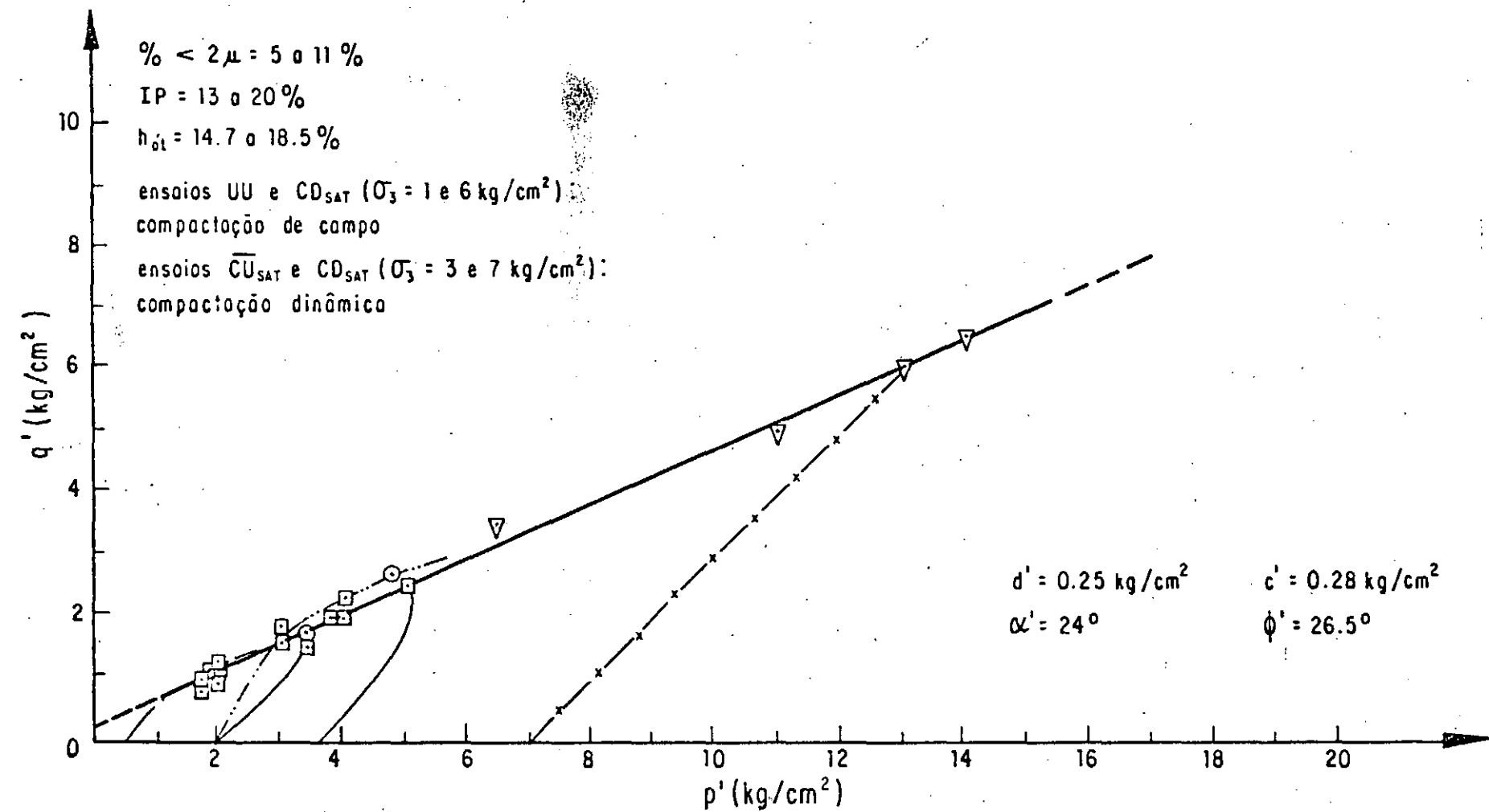


FIG.VI.100 - ENVOLTÓRIA MODIFICADA DE RESISTÊNCIA

Solo Saprólítico de Micaxisto - Santa Isabel.

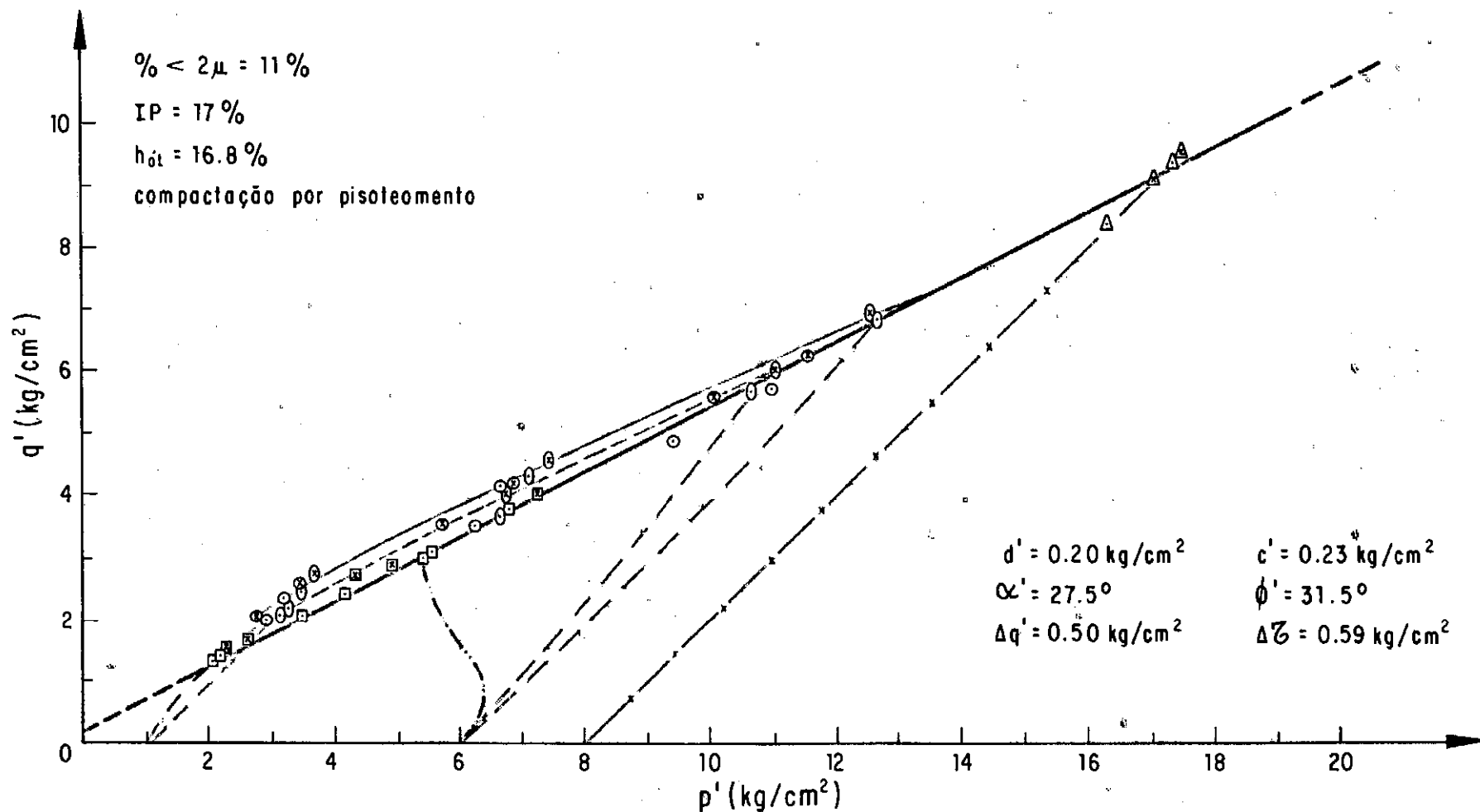


FIG. VI.101 - ENVOLTÓRIA MODIFICADA DE RESISTÊNCIA

Solo Saprilitico de Migmatito - Eixo JR-1 (rio Juquia').

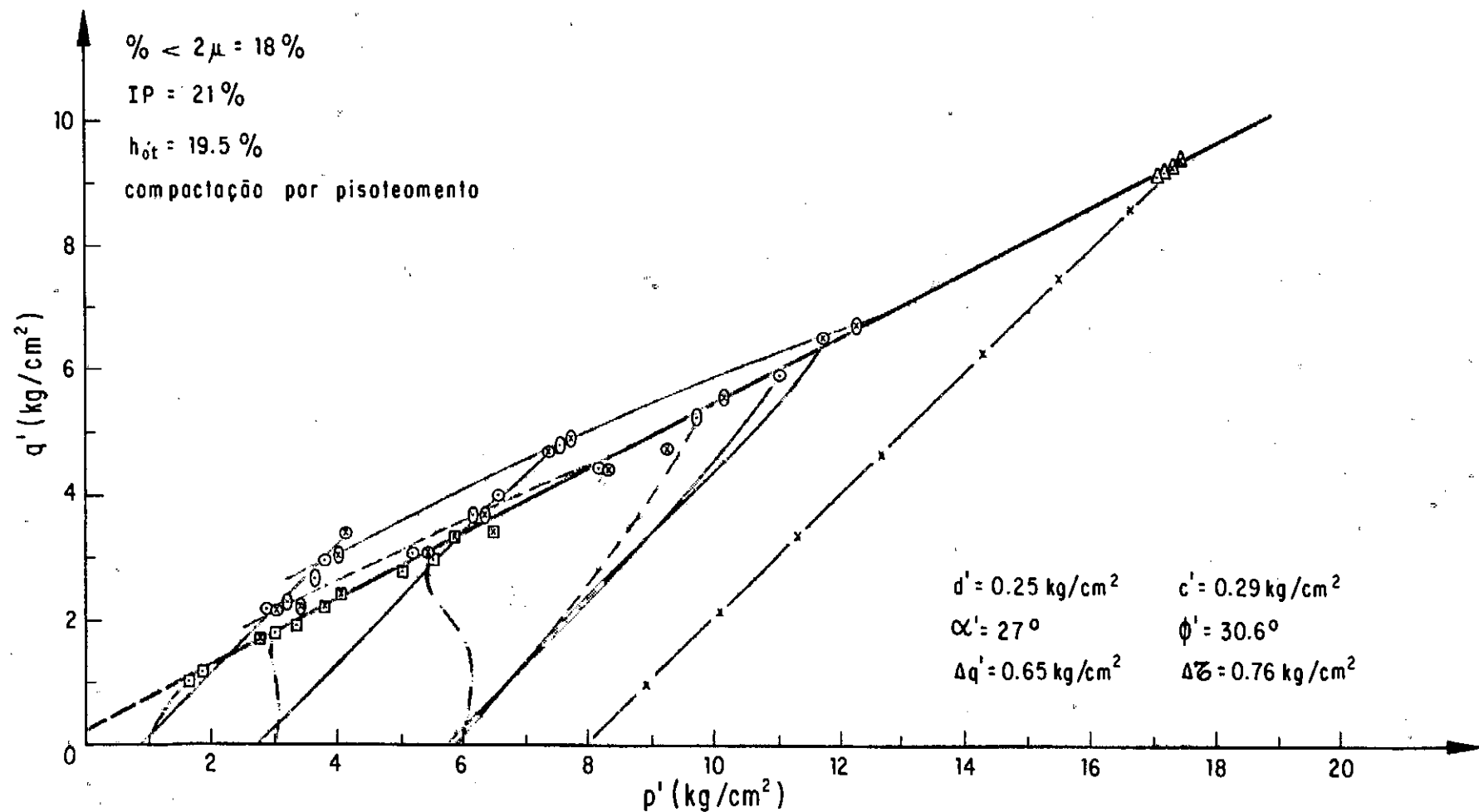


FIG. VI.102 - ENVOLTÓRIA MODIFICADA DE RESISTÊNCIA
 Solo Saprolítico Migmatito - Eixo GD-2 (rio Juquiá).

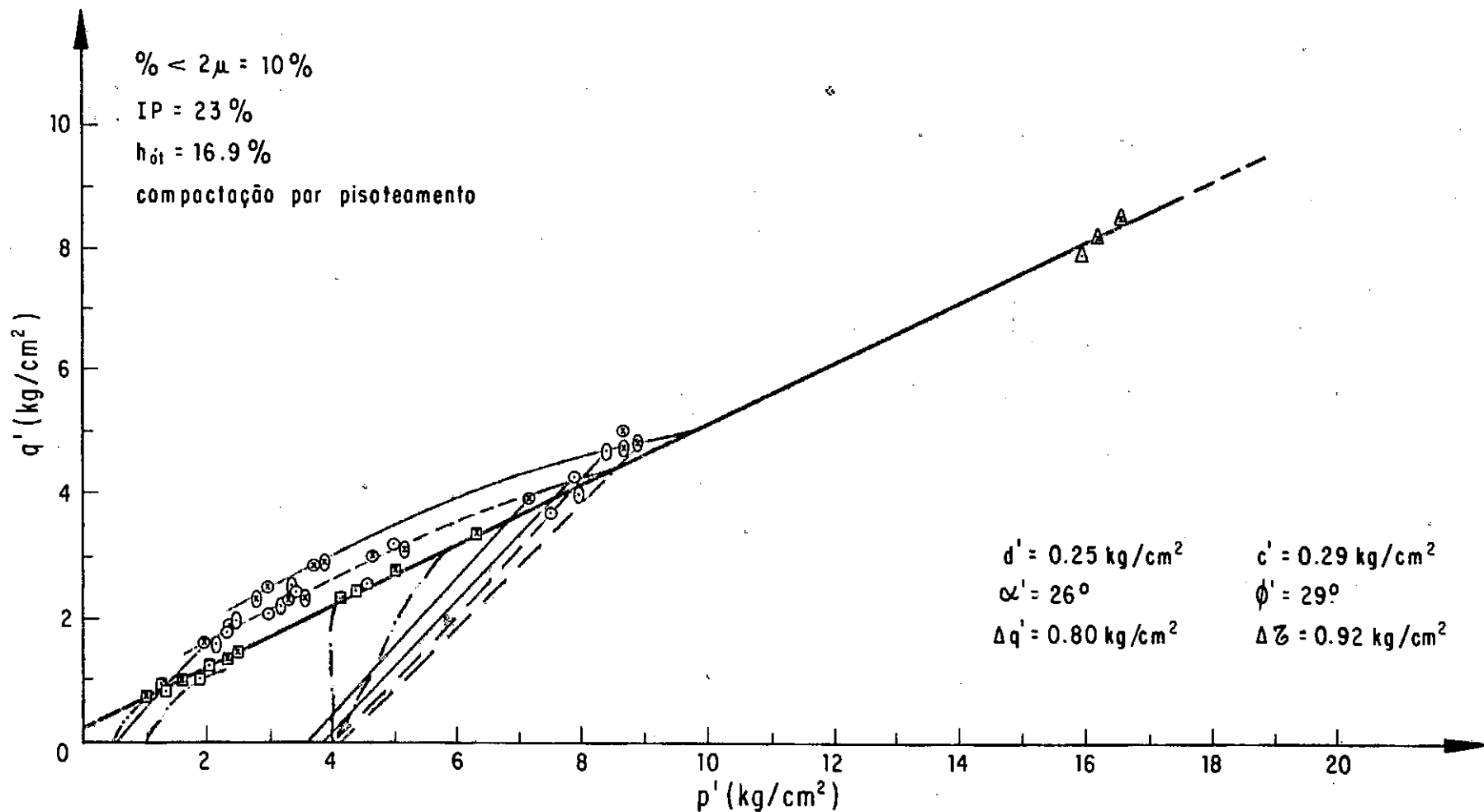


FIG. VI.103 - ENVOLTÓRIA MODIFICADA DE RESISTÊNCIA

Solo Saprolítico de Migmatito - Eixo Barreiro (rio Pardo).

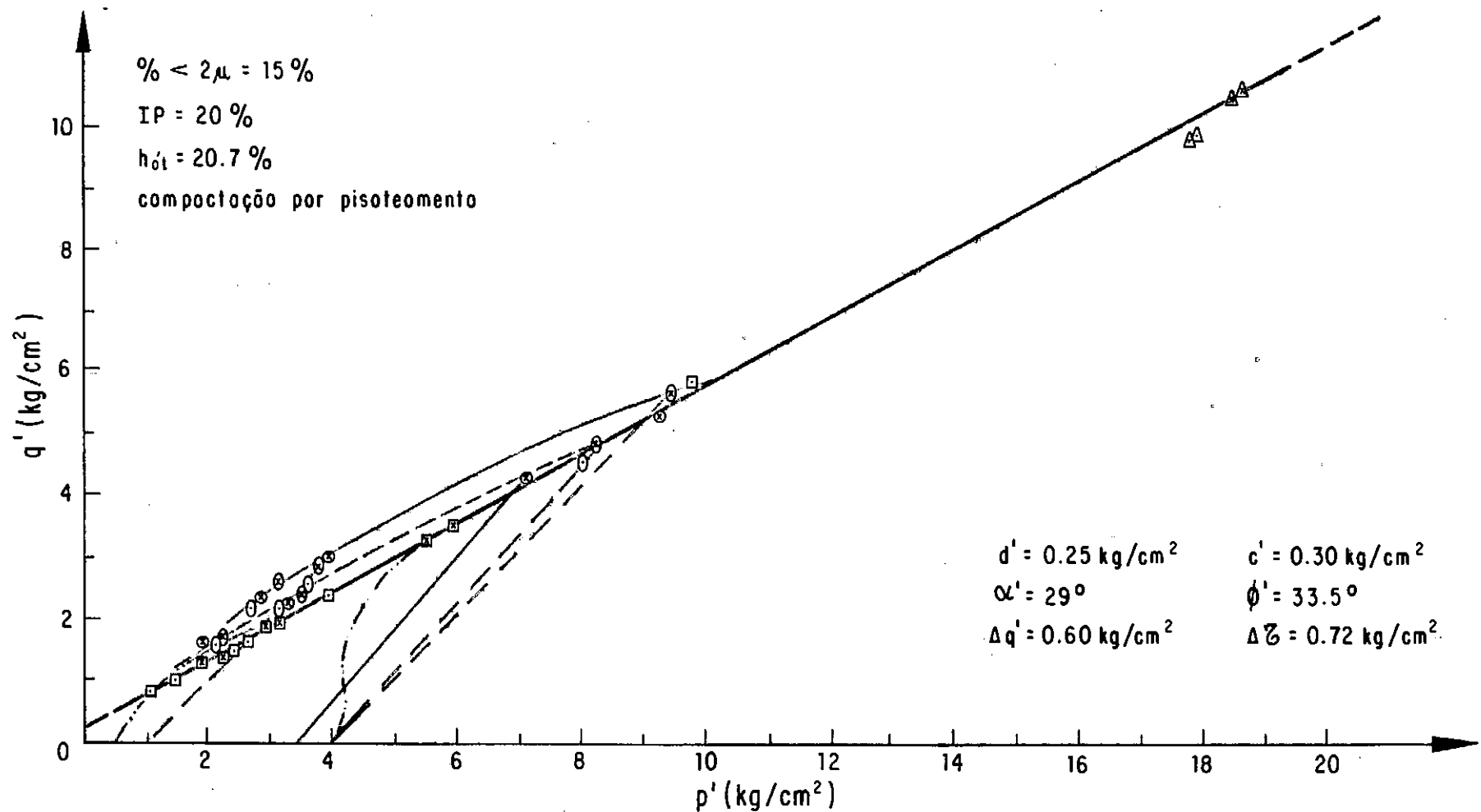


FIG. VI.104 - ENVOLTÓRIA MODIFICADA DE RESISTÊNCIA

Solo Saprolítico de Migmatito - Eixo S. José (Rio Pardo).

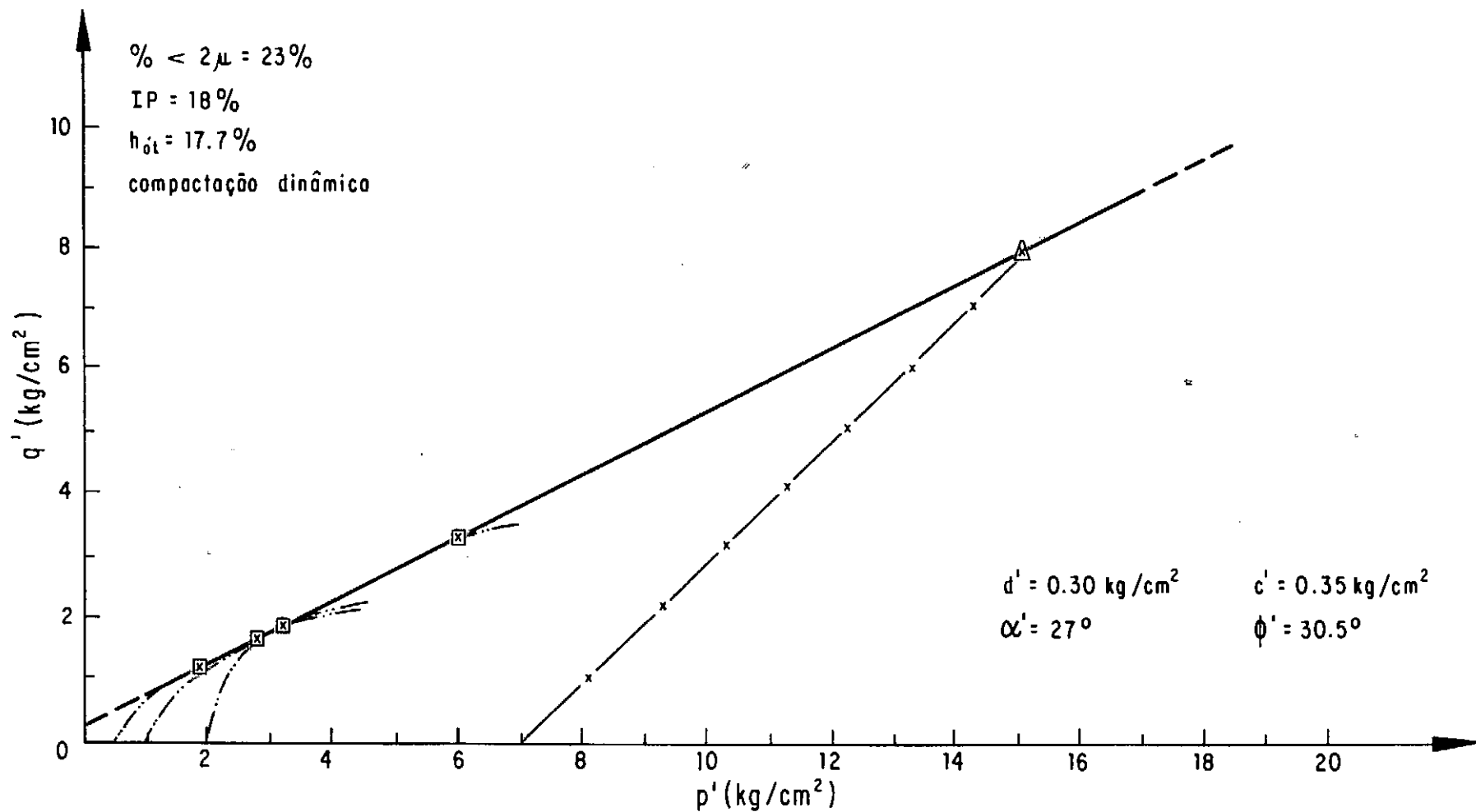


FIG. VI.105 - ENVOLTÓRIA MODIFICADA DE RESISTÊNCIA =
 = Solo Saprolítico de Siltito - Santa Isabel.

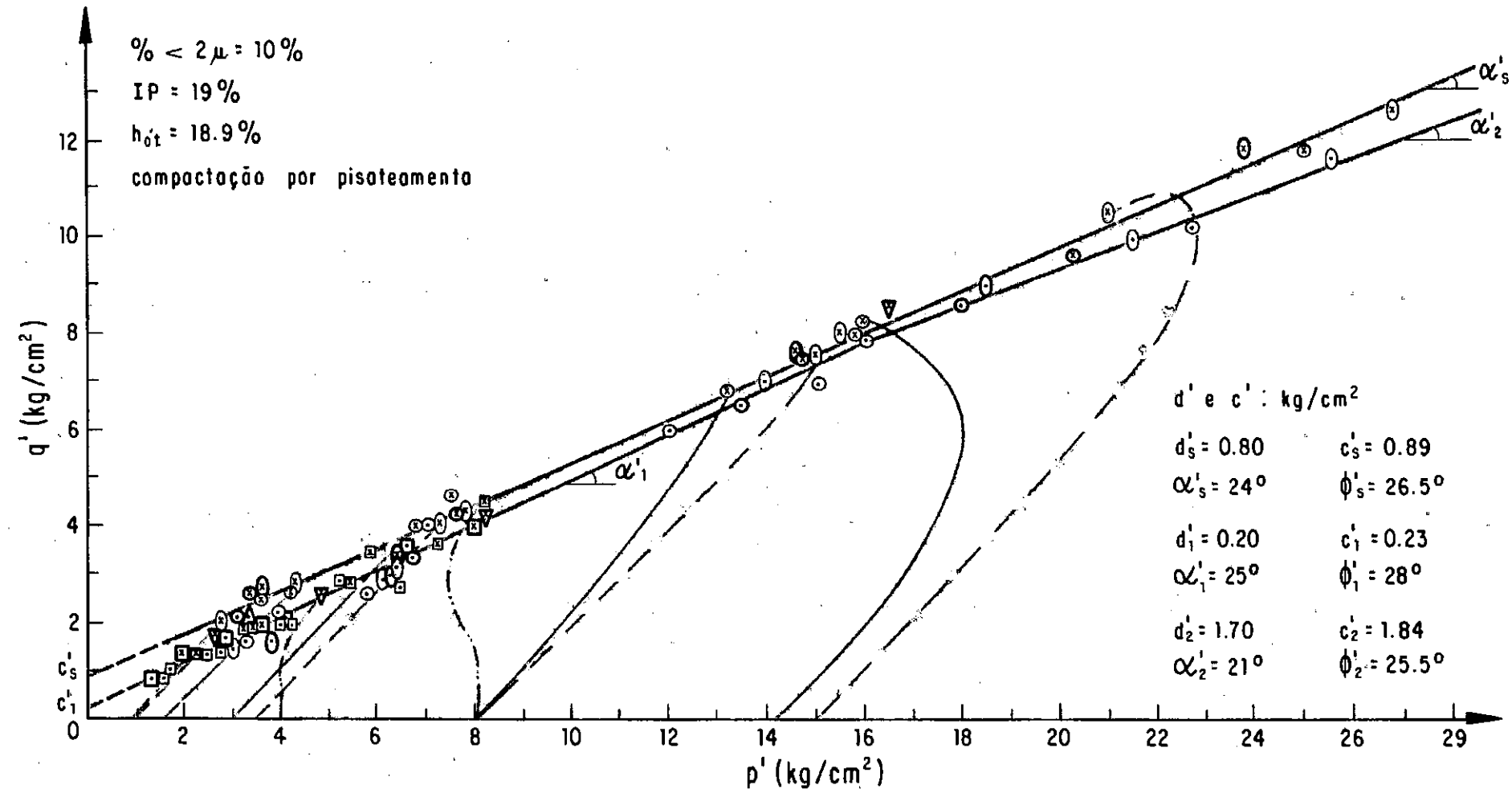


FIG. VI. 106 - ENVOLTÓRIA MODIFICADA DE RESISTÊNCIA

Solo Saprolítico de Xisto e Granito - Emborcação.

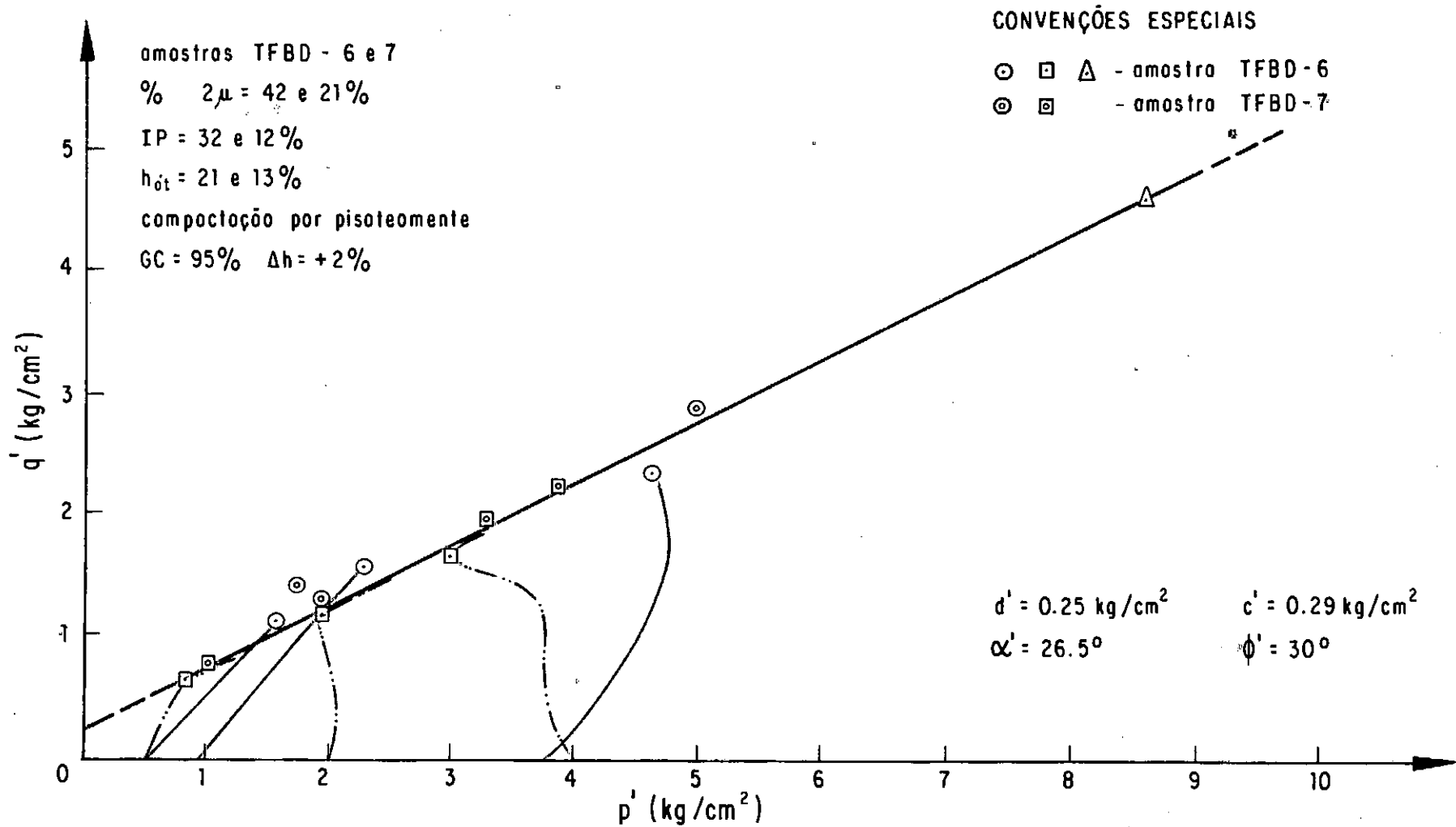


FIG. VI.107- ENVOLTÓRIA MODIFICADA DE RESISTÊNCIA

Solo Transportado - Aluvião - Baguari.

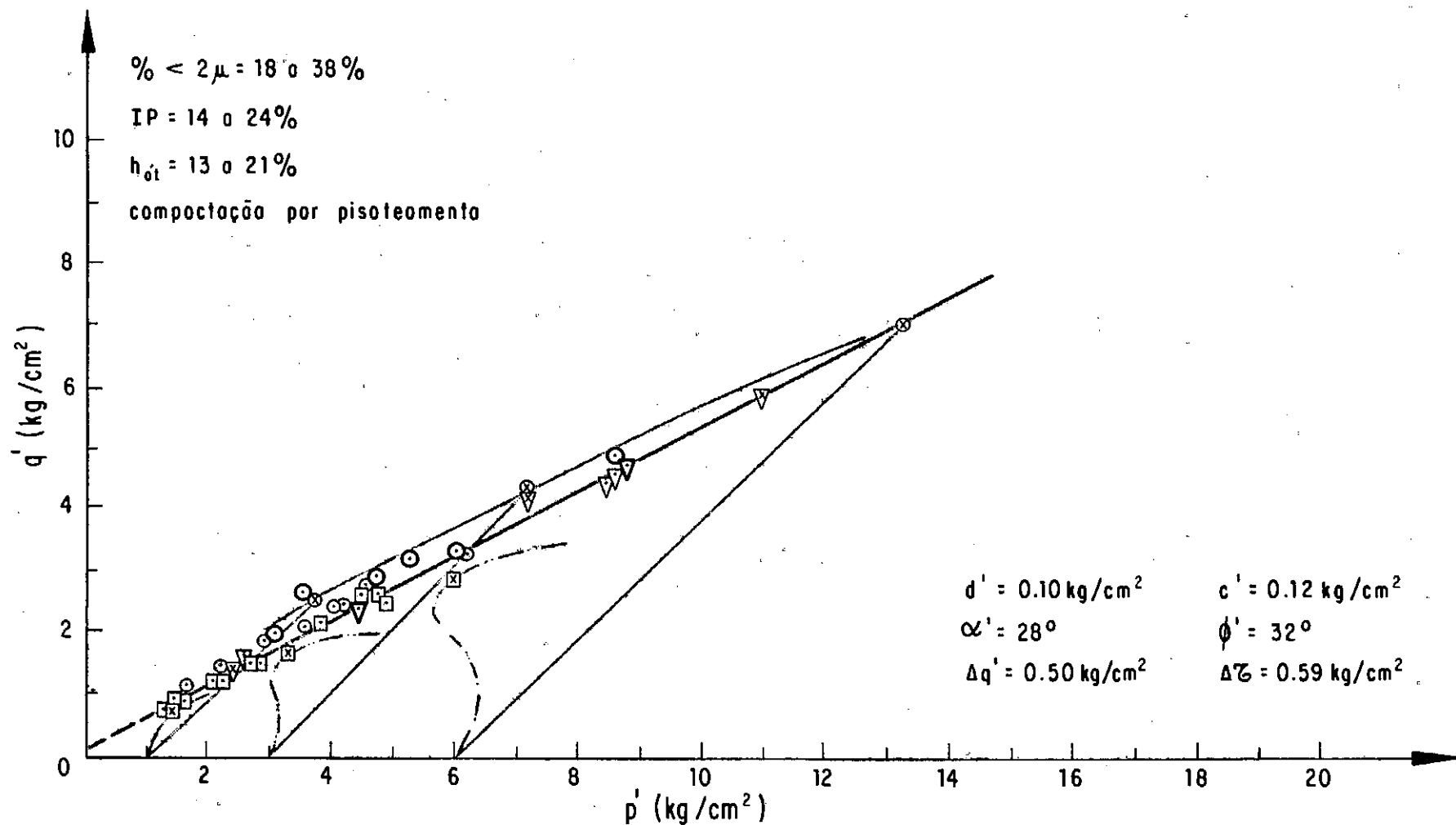


FIG. VI. 108 - ENVOLTÓRIA MODIFICADA DE RESISTÊNCIA
 Solo Transportado - Aluvião - Manso.

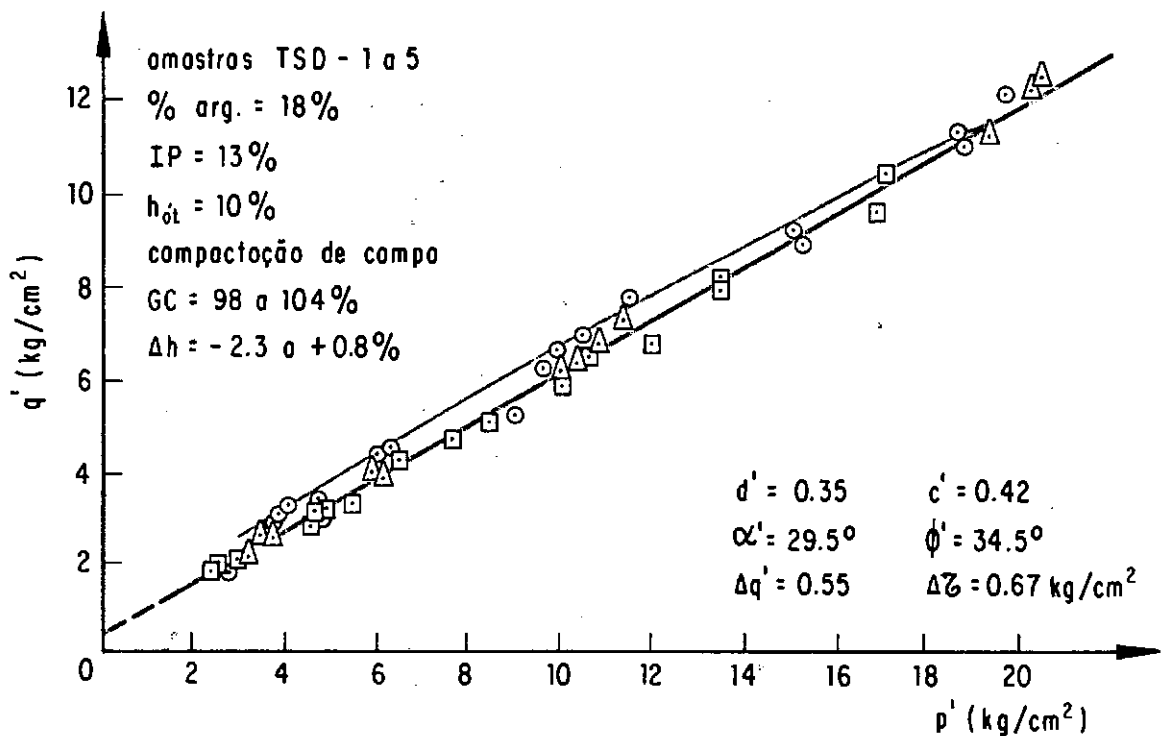
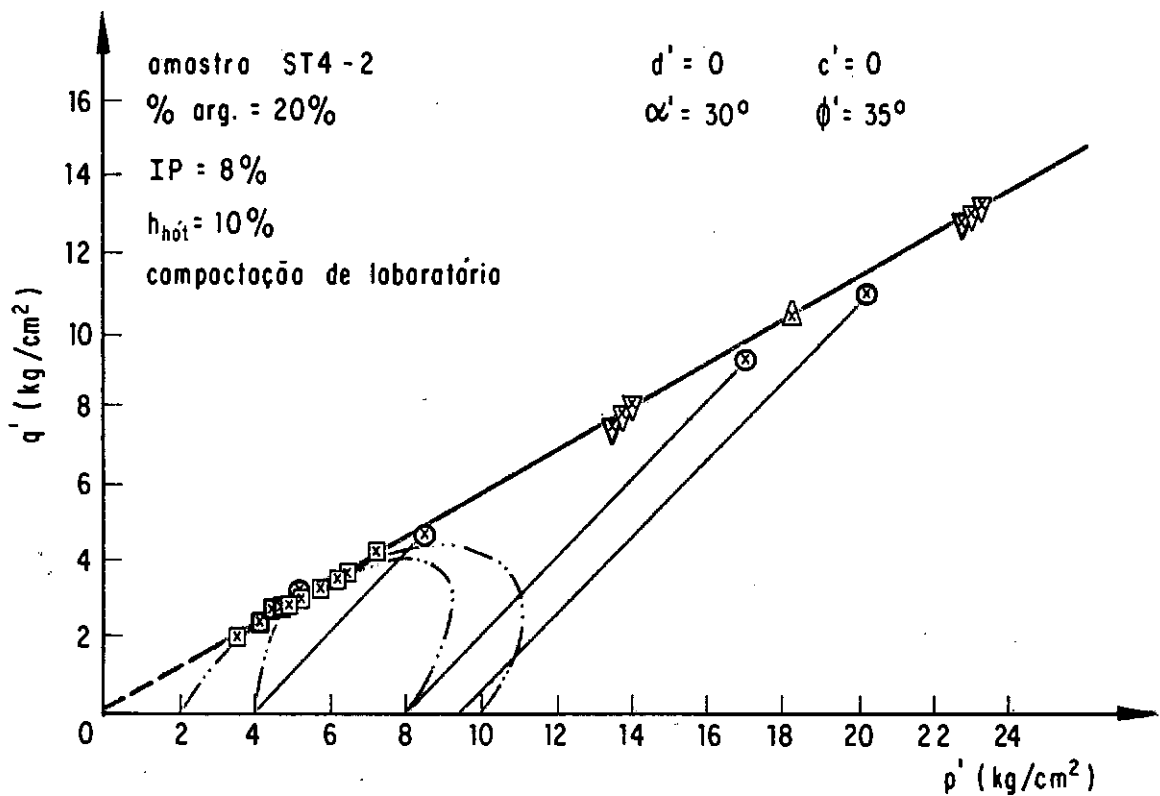


FIG. VI. 109 - ENVOLTÓRIA MODIFICADA DE RESISTÊNCIA

Solo Transportado - Colúvio de Sedimentos - Tucuruí (área 4).

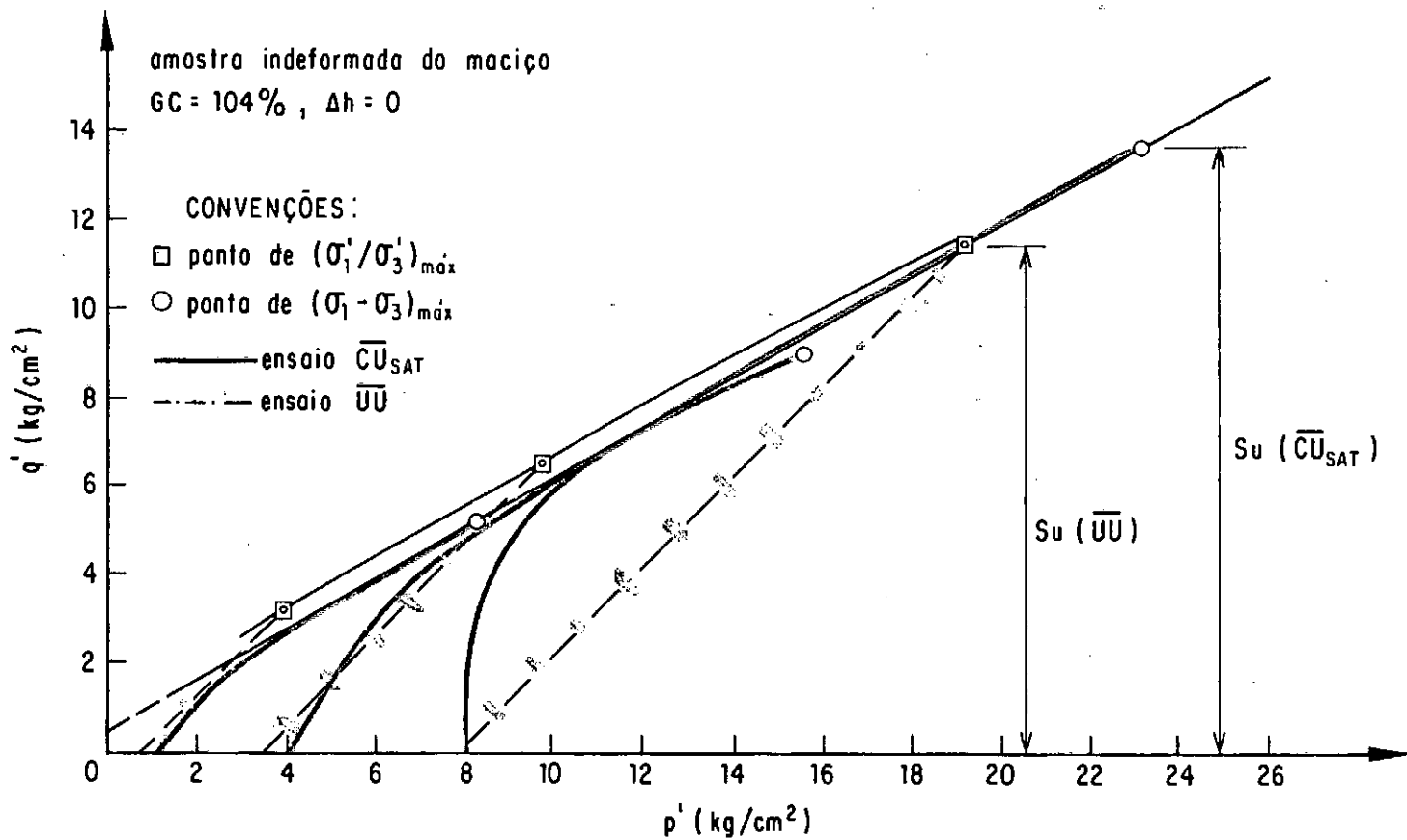


FIG. VI.109.A - Exemplos de Trajetórias de Tensões Efetivas de Ensaio \overline{UU} e \overline{CU}_{SAT} - Tucuruí (área 4).

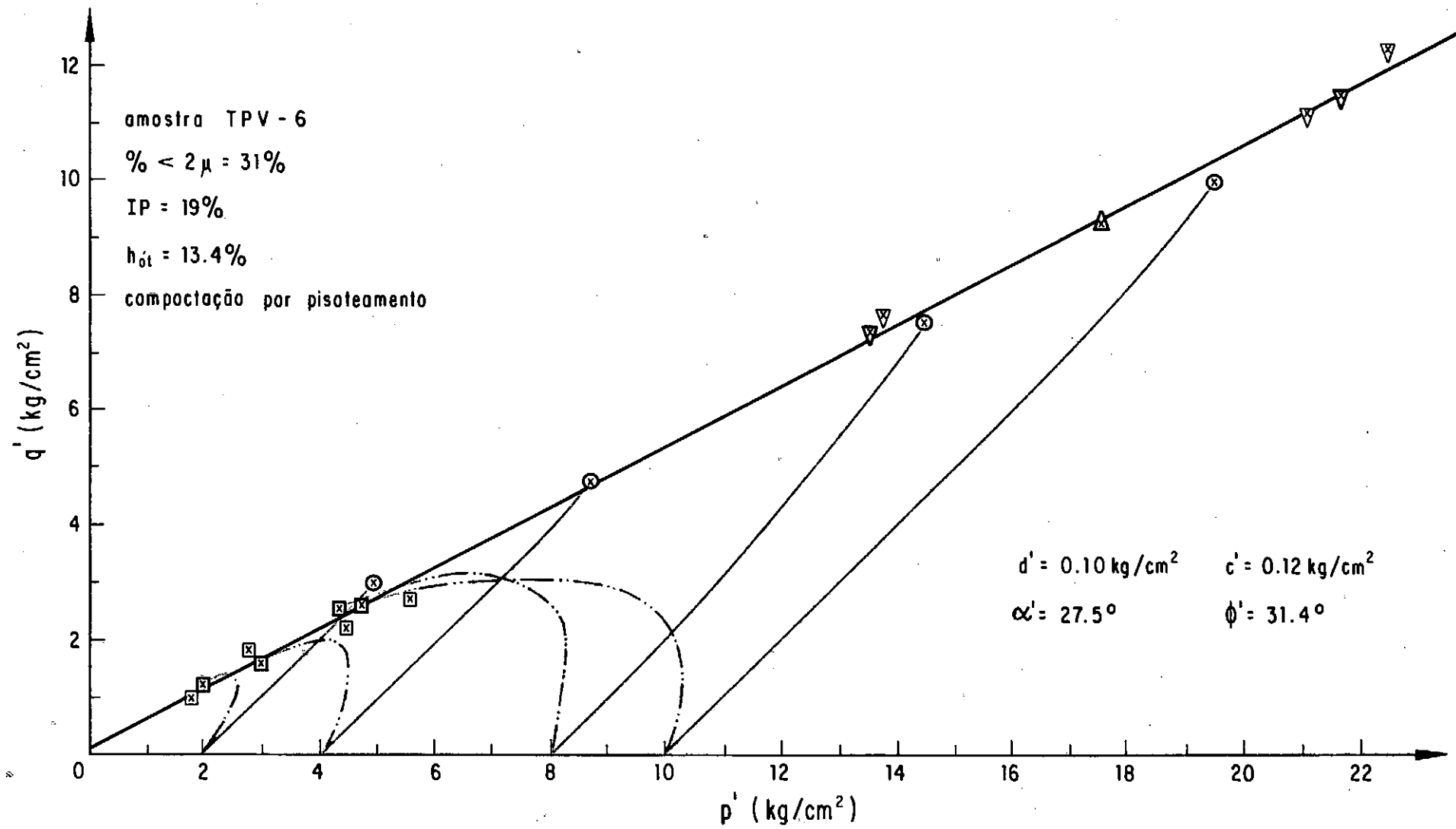


FIG. VI.110 - ENVOLTÓRIA MODIFICADA DE RESISTÊNCIA
 Solo Transportado - Colúvio de Sedimentos - Tucuruí (área 5).

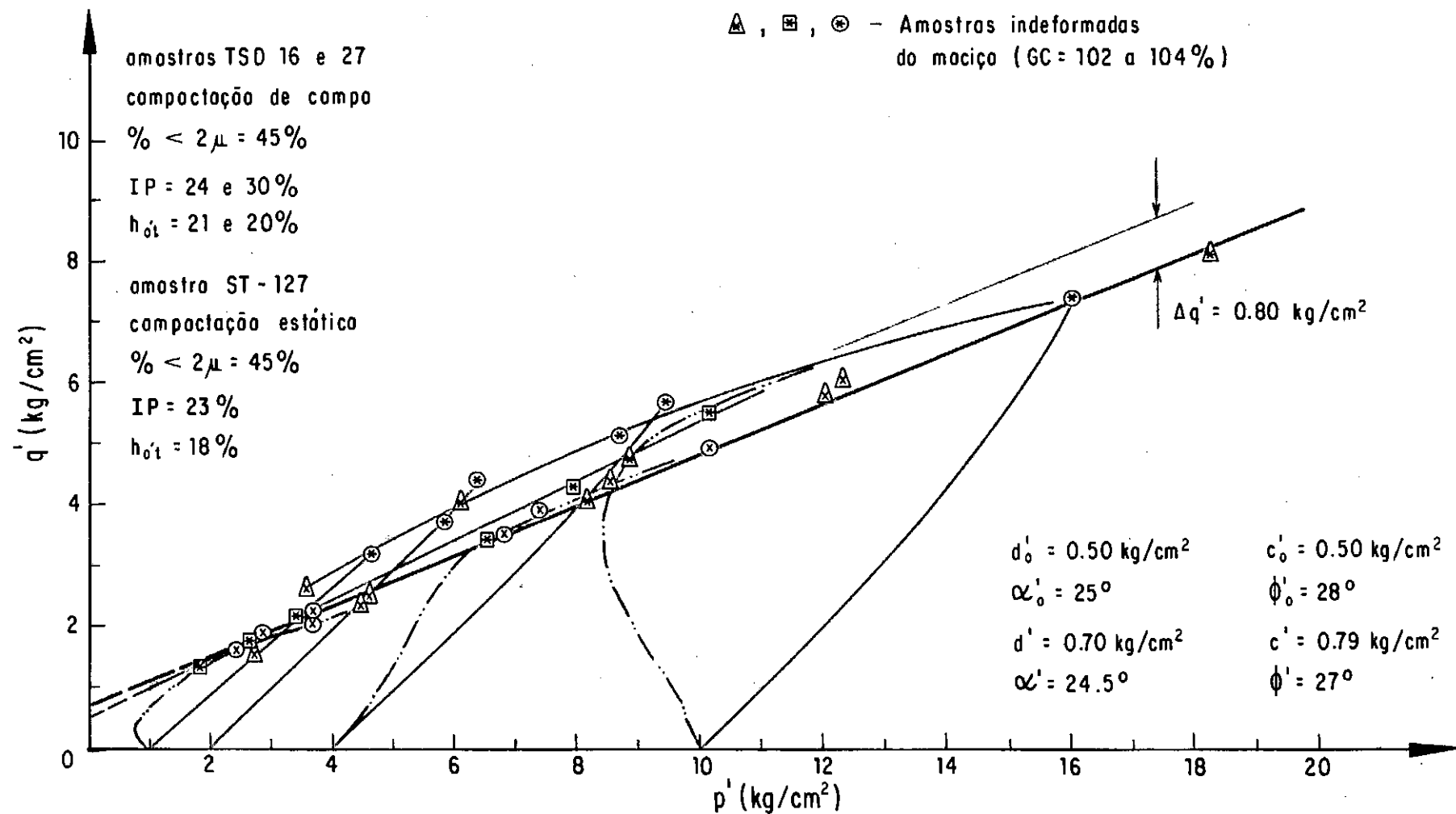


FIG. VI.III - ENVOLTÓRIA MODIFICADA DE RESISTÊNCIA

Solo Transportado - Colúvio de Sedimentos - Tucuruí (área 5).

VI.3.2 Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento

Nas Tabelas VI.2 a VI.7, a seguir, são resumidos os valores de coesão, ângulo de atrito e $\Delta\tau$, obtidos para cada um dos diferentes solos, a partir dos gráficos $p' \times q'$ apresentados anteriormente.

As conversões dos valores modificados d' , α' e $\Delta q'$ para os valores reais c' , ϕ' e $\Delta\tau$ foram realizadas com base nas seguintes expressões:

$$c' = \frac{d}{\cos \phi'} \quad (\text{VI.1})$$

$$\phi' = \text{arc sen} (\text{tg } \alpha') \quad (\text{VI.2})$$

e

$$\Delta\tau = \frac{\Delta q'}{\cos \phi'} \quad (\text{VI.3})$$

Com base nestes dados tabelados podem ser feitas as seguintes considerações:

19) os valores de c'_0 e ϕ'_0 situam-se entre 0,10 e 0,25 kg/cm² e 26 e 37°, respectivamente, a exceção do solo transportado de Tucuruí (área 5), onde $c'_0 = 0,57$ kg/cm².

29) As faixas de variação de c' e ϕ' são mais amplas que as anteriores, observando-se por grupo de solo os seguintes parâmetros:

TABELA VI.2 - PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO
COLÚVIOS LATERÍTICOS ARGILOSOS

ROCHA DE ORIGEM	BARRAGEM	CARAC. E COMPACTAÇÃO				PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA									
		% arg	IP (%)	h_{ot} (%)	$\Delta C = \frac{IP}{\% \text{ arg}}$	d'_0 (kg/cm ²)	α'_0 (°)	d' (kg/cm ²)	α' (°)	$\Delta q'$ (kg/cm ²)	c'_0 (kg/cm ²)	ϕ'_0 (°)	c' (kg/cm ²)	ϕ' (°)	$\Delta \tau$ (kg/cm ²)
BASALTO	Três Irmãos	66	42	30	0,63	0,10	28	0,45	21,5	0,50	0,12	32	0,49	23	0,54
	Itaipu (IND)	(78)	(34)	(30)	0,44	0,25	30	0,50	25	0,35	0,30	35	0,57	28	0,40
	Itaipu (DEF)	75	(26)	31	0,35	-	-	0,15	26	indet	-	-	0,17	29	indet
GNAISSE	E. Cunha	48	35	23	0,73	-	-	0,40	26,5	0,60	-	-	0,46	30	0,69
	Paraib./ Parait.	(60)	(33)	(28)	0,55	-	-	0,50	24	0,60	-	-	0,56	26,5	0,67
MIGMATITO	Eixo B-2	(44)	31	25	0,70	-	-	0,25	26,5	0,90	-	-	0,29	30	1,04

OBS.: Os valores entre parênteses representam a média dos parâmetros.

TABELA VI.3 - PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO
COLÚVIOS LATERÍTICOS ARENOSOS

ROCHA DE ORIGEM	BARRAGEM	CARACTER. E COMPACTAÇÃO				PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA					
		% arg	IP(%)	h_{ot} (%)	$\Delta C = \frac{IP}{\% \text{ arg}}$	d' (kg/cm ²)	α' (°)	Δq (kg/cm ²)	c' (kg/cm ²)	ϕ' (°)	$\Delta \tau$ (kg/cm ²)
ARENITO	Rosana										
	P.104	30	12	11	0,40	0,05	29	0,60	0,06	33,5	0,72
	P.110	24	10	10	0,42	0,20	27	0,40	0,23	30,5	0,46
	P.112	36	14	13	0,39	0,20	28	0,80	0,24	32	0,94
	Porto Primavera										
	M.E.	8	NP	10	-	0,10 $d'_s=0,30$	29,5 $\alpha'_s=30,5$	-	$c'=0,11$ $c'_s=0,35$	$\phi'=34,5$ $\phi'_s=36$	-
	M.D.	20	7	10	0,35	0,10	28,5	-	0,12	33	-

TABELA VI.4 - PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO
COLÚVIOS POUCO LATERIZADOS

ROCHA DE ORIGEM	BARRAGEM	CARAC.E COMPACTAÇÃO				PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA									
		% arg	IP (%)	h_{ot} (%)	$\Delta C = \frac{IP}{\% \text{ arg}}$	d'_o (kg/cm ²)	α'_o (°)	d' (kg/cm ²)	α' (°)	$\Delta q'$ (kg/cm ²)	c'_o (kg/cm ²)	ϕ'_o (°)	c' (kg/cm ²)	ϕ' (°)	$\Delta \tau$ (kg/cm ²)
ARGILITO	Itaparica A-1	28	41	28	1,46	0,20	23,5	0,35	20,5	0,70	0,22	26	0,38	22	0,75
	B	43	36	23	0,84	-	-	0,40	16,5	0,65	-	-	0,42	17	0,68
BASALTO	Tucuruí (I)	(70)	(42)	(30,9)	(0,60)	-	-	0,25	26	0,45	-	-	0,29	29	0,52
	(D)	64	44	32	0,69	-	-	0,15	26	0,60	-	-	0,17	29	0,69
MICAXISTO	Santa Isabel	55	33	28	0,60	-	-	0,60	23	indet	-	-	0,66	25	indet

TABELA VI.5 - PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO
SOLOS SAPROLÍTICOS

ROCHA DE ORIGEM	BARRAGEM	CARAC. E COMPACTAÇÃO				PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA									
		% arg	IP (%)	h_{ot} (%)	$\Delta C = \frac{IP}{\% \text{ arg}}$	d'_0 (kg/cm ²)	α'_0 (°)	d' (kg/cm ²)	α' (°)	$\Delta q'$ (kg/cm ²)	c'_0 (kg/cm ²)	ϕ'_0 (°)	c' (kg/cm ²)	ϕ' (°)	$\Delta \tau$ (kg/cm ²)
BASALTO	Nova Avanh.														
	Am. Deform.	56	31	39	0,55	0,15	28	0,45	23	0,40	0,18	32	0,50	25	0,44
	Am. Indeform.	0 (gran. esp.)	(36)	(32)	-	-	-	0,60	22	indet	-	-	0,66	24	indet
FILITO	Manso	(14)	(22)	(24)	(1,60)	-	-	0,10	27,5	0,50	-	-	0,12	31,5	0,59
GNAISSE	Euc1. Cunha														
	AM-2	20	20	21	1	-	-	0,40	25,5	0,45	-	-	0,46	28,5	0,51
	AM-3	15	21	19	1,40	-	-	0,45	27,5	0,40	-	-	0,53	31,5	0,47
	A. Exaurida	15	19	16	1,27	-	-	0,20	27	0,70	-	-	0,23	30,5	0,81
	Chapéu D'Uvas														
	grupo A	(17)	(12)	(18)	(0,71)	0,20	30	indet	indet	indet	0,24	35,5	-	-	indet
	grupo B	(7)	NP	(16)	-	0,15	30	0,65	25	indet	0,18	35,5	0,73	28	indet

TABELA VI. 6 - PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO
SOLOS SAPROLÍTICOS (continuação)

ROCHA DE ORIGEM	BARRAGEM	CARACTER. E COMPACTAÇÃO				PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA					
		% arg	IP(%)	$h_{ot}(\%)$	$\Delta C = \frac{IP}{\% \text{ arg}}$	d' (kg/cm ²)	α' (°)	$\Delta q'$ (kg/cm ²)	c' (kg/cm ²)	ϕ (°)	$\Delta \tau$ (kg/cm ²)
METASSEDI- MENTO	Tucuruí	(26)	(21)	(22)	(0,82)	0,25	25,5	-	0,28	28,5	-
MICA- XISTO	Santa Isabel	(8)	(17)	(17)	(2,10)	0,25	24	indet	0,28	26,5	indet
MIGMATITO	Rio Juquiã										
	eixo GD-2	18	21	20	1,17	0,25	27	0,65	0,29	30,5	0,76
	eixo JR-1	(11)	17	17	1,45	0,20	27,5	0,50	0,23	31,5	0,59
	Rio Pardo										
	eixo Barreiro	10	23	17	2,30	0,25	26	0,80	0,29	29	0,92
	eixo S.José	15	20	21	1,33	0,25	29	0,60	0,30	33,7	0,72
SILTITO	Santa Isabel	23	18	18	0,78	0,30	27	indet	0,35	30,5	indet
XISTO E GRANITO	Emborcação	10	19	19	1,90	$d_1' = 0,20$ $d_2' = 1,70$ $d_s' = 0,80$	$\alpha_1' = 25$ $\alpha_2' = 21$ $\alpha_s' = 24$	-	0,23 1,84 0,89	28 25,5 26,5	-

TABELA VI.7 - PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO
SOLOS TRANSPORTADOS

TIPO DE SOLO	BARRAGEM	CARAC. E COMPACTAÇÃO				PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA									
		% arg	IP (%)	h_{ot} (%)	$\Delta C = \frac{IP}{\% \text{ arg}}$	d'_0 (kg/cm ²)	α'_0 (°)	d' (kg/cm ²)	α' (°)	Δq (kg/cm ²)	c'_0 (kg/cm ²)	ϕ'_0 (°)	c' (kg/cm ²)	ϕ' (°)	$\Delta \tau$ (kg/cm ²)
ALUVIÃO	Manso	(28)	(19)	(17)	(0,68)	-	-	0,10	28	0,50	-	-	0,12	32	0,59
	Baguari	21 e 42	12 e 32	13 e 21	0,57 e 0,76	-	-	0,25	26,5	indet	-	-	0,29	30	indet
COLÚVIO DE SEDIMENTOS	Tucuruí (área 4 - am. ST4-2)	18	9	10	0,50	-	-	0,10	30	indet	-	-	0	35,5	indet
	(área 4 - am. TSD 01 a 05)	18	(16)	(9)	0,89	-	-	0,35	29,5	0,55	-	-	0,42	34,5	0,67
	Tucuruí (área 5 - TPV-6)	31	19	13	0,61	-	-	0,10	28	indet	-	-	0,12	32	indet
	(área 5 - TS-127 e TSD-16 e 27)	(45)	(26)	(20)	(0,56)	0,50	26	0,70	22,5	0,80	0,57	28	0,77	24,5	0,86

colúvios lateríticos argilosos: $c' = 0,17$ a $0,57 \text{ kg/cm}^2$

$$\phi' = 23^{\circ} \text{ a } 30^{\circ}$$

colúvios lateríticos arenosos: $c' = 0,06$ a $0,24 \text{ kg/cm}^2$

$$\phi' = 30,5^{\circ} \text{ a } 34,5^{\circ}$$

colúvios pouco laterizados: $c' = 0,29$ a $0,66 \text{ kg/cm}^2$

$$\phi' = 22^{\circ} \text{ a } 29^{\circ}$$

solos saprolíticos: $c' = 0,12$ a $0,73 \text{ kg/cm}^2$

$$\phi' = 24^{\circ} \text{ a } 35^{\circ}$$

solos transportados: $c' = 0$ a $0,42 \text{ kg/cm}^2$

$$\phi' = 25^{\circ} \text{ a } 35^{\circ}$$

No colúvio pouco laterizado de argilito de Itaparica - área B, observa-se $\phi' = 17^{\circ}$, valor bastante diferenciado de todos os demais encontrados. Também no solo transportado de Tucuruí (área 5), a coesão definida ($c' = 0,77 \text{ kg/cm}^2$) caiu fora da faixa usual para estes solos.

39) São observados valores de $\Delta\tau$ em todos os grupos de solos, sendo muito frequentes na faixa de $0,40$ a $0,95 \text{ kg/cm}^2$. Não se verificam correlações entre a magnitude deste parâmetro e o tipo de solo, uma vez que variações desta ordem são encontradas em todos os grupos de solos.

Nas Figuras VI.112 e VI.113 apresentam-se as correlações entre ϕ' e IP e c' e $\% \text{ arg}$, obtidas para todos os solos analisados. Os valores de c' e ϕ' plotados nestas figuras são aqueles definidos pela envoltória geral inferior, ou seja, valores calculados a partir dos parâmetros d' e α' , conforme definido no item VI.3.1 e utilizado nas Tabelas VI.2 a VI.7.

As correlações de $\Delta q' \times IP$ e $\% \text{ arg}$ são apresentadas na Figura VI.114, não se tendo na composição destes gráficos utilizado os "ganhos de resistência" definidos para Nova Avanhandava (solo saprolítico de basalto) e Tucuruí (colúvio pouco laterizado de basalto), uma vez que a envoltória superior nestes dois casos tem formação diferente da verificada nos demais solos (ver descrição da forma das envoltórias - item VI.3.1 anterior).

Na Tabela VI.8, abaixo, encontram-se listados os $\Delta q'$ utilizados no gráfico da Figura VI.114, assim como os desvios de umidade em relação à ótima das amostras de ensaios \overline{UU} e/ou \overline{CU} que formaram os trechos superiores das envoltórias dos diferentes solos.

Observa-se que em geral os Δh nominais destas amostras situaram-se em torno de menos 10% da umidade ótima.

TABELA VI.8

SOLOS	BARRAGEM	$\Delta q'$ (kg/cm ²)	Δh (%)
COL. LATERÍTIÇOS ARGILOSOS	Três Irmãos	0,50	-0,05xh _{ot}
	Itaipu	0,35	-0,10xh _{ot}
	Euclides da Cunha	0,60	0
	Paraib./Parait.	0,60	-0,25xh _{ot}
	Eixo B-2	0,90	-0,10xh _{ot}
COL. LATER. ARENOSOS	Rosana (p. 104)	0,60	-0,10xh _{ot}
	Rosana (p. 1110)	0,40	-0,10xh _{ot}
	Rosana (p. 1112)	0,80	
COL. POU- CO LATER.	Itaparica (A-1)	0,70	-0,10xh _{ot}
	Itaparica (B)	0,65	-0,13xh _{ot}
SOLOS SAPROLÍTICOS	Manso (JT-3)	0,50	-0,10xh _{ot}
	Euclides da Cunha (AM-2)	0,45	0
	Euclides da Cunha (AM-3)	0,40	0
	Euclides da Cunha (A.E.)	0,70	-0,06xh _{ot}
	Eixo GD-2	0,65	-0,10xh _{ot}
	Eixo JR-1	0,50	-0,10xh _{ot}
	Eixo Barreiro	0,80	-0,10xh _{ot}
	Eixo S. José	0,60	-0,10xh _{ot}
SOLOS TRANSPORT.	Manso (JT-5)	0,50	-0,10xh _{ot}
	Tucuruí (área 4)	0,55	-0,20xh _{ot}
	Tucuruí (área 5)	0,80	-0,10xh _{ot}

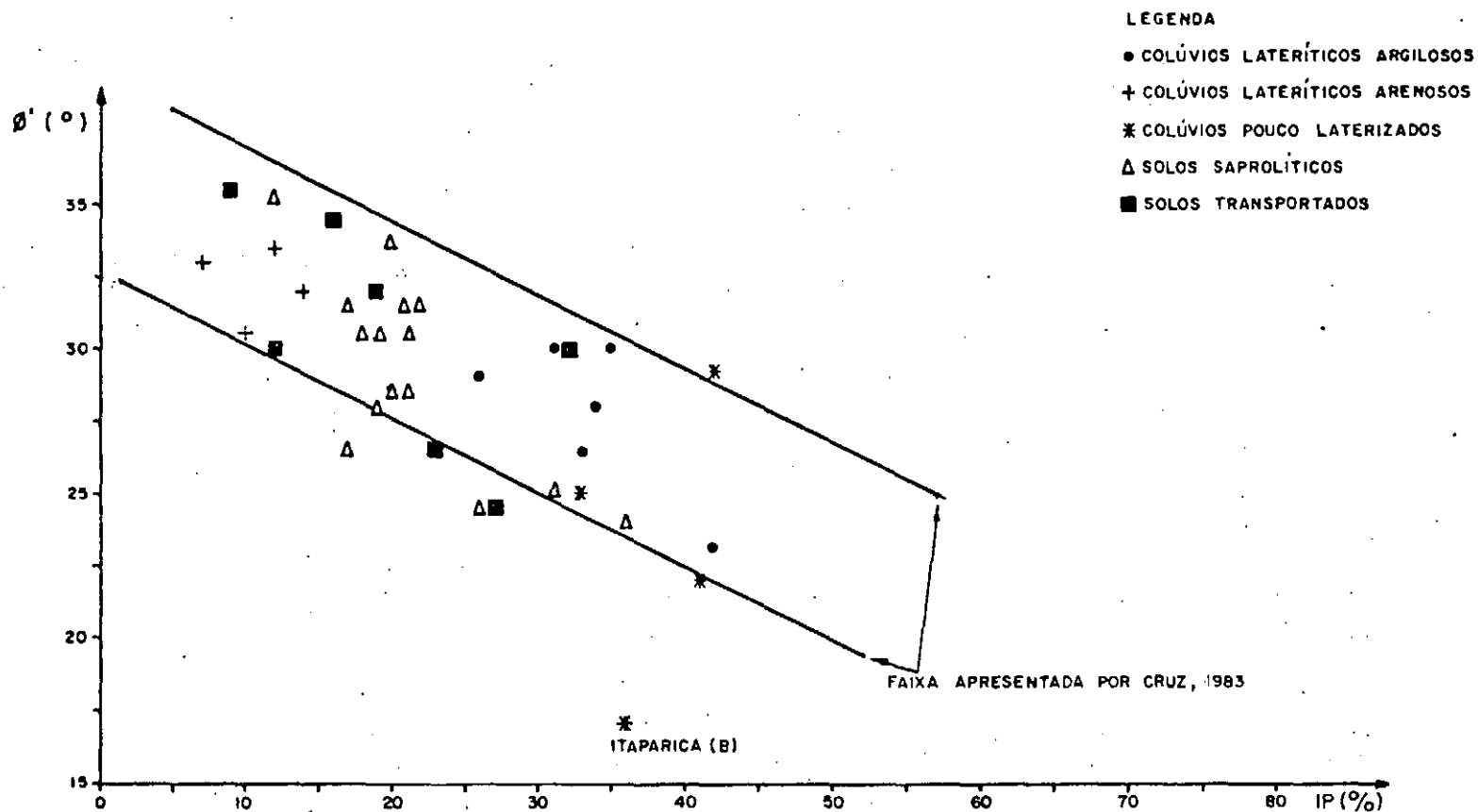


FIG. VI.112 - GRÁFICO $\phi' \times IP$

LEGENDA

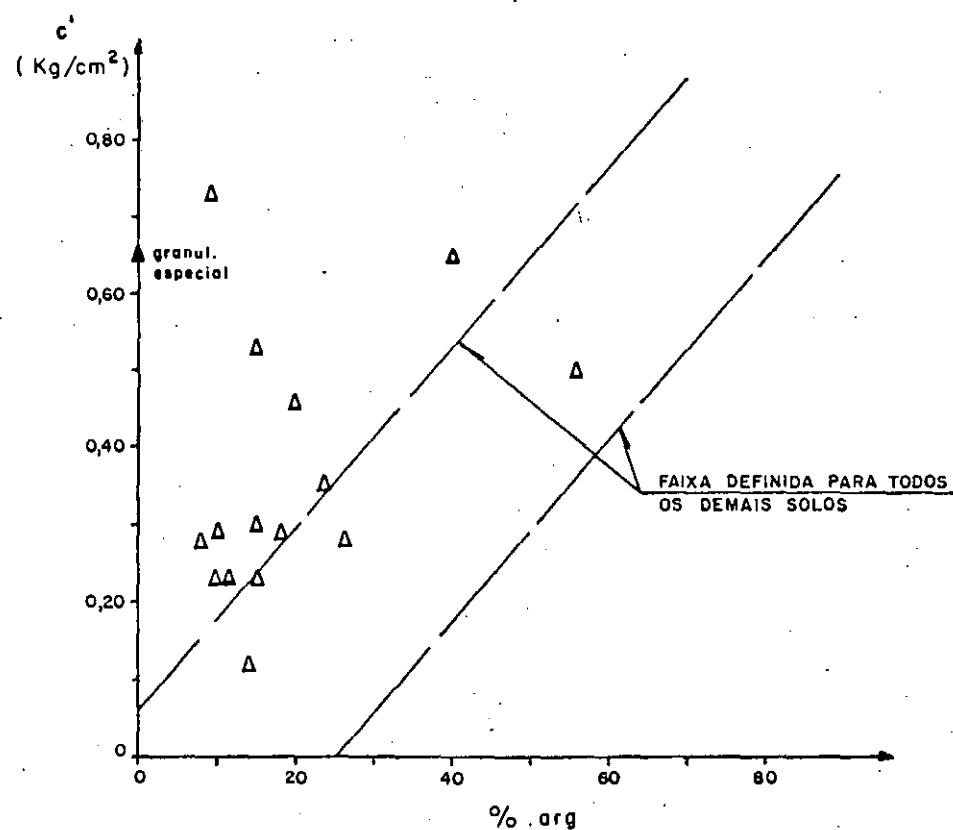
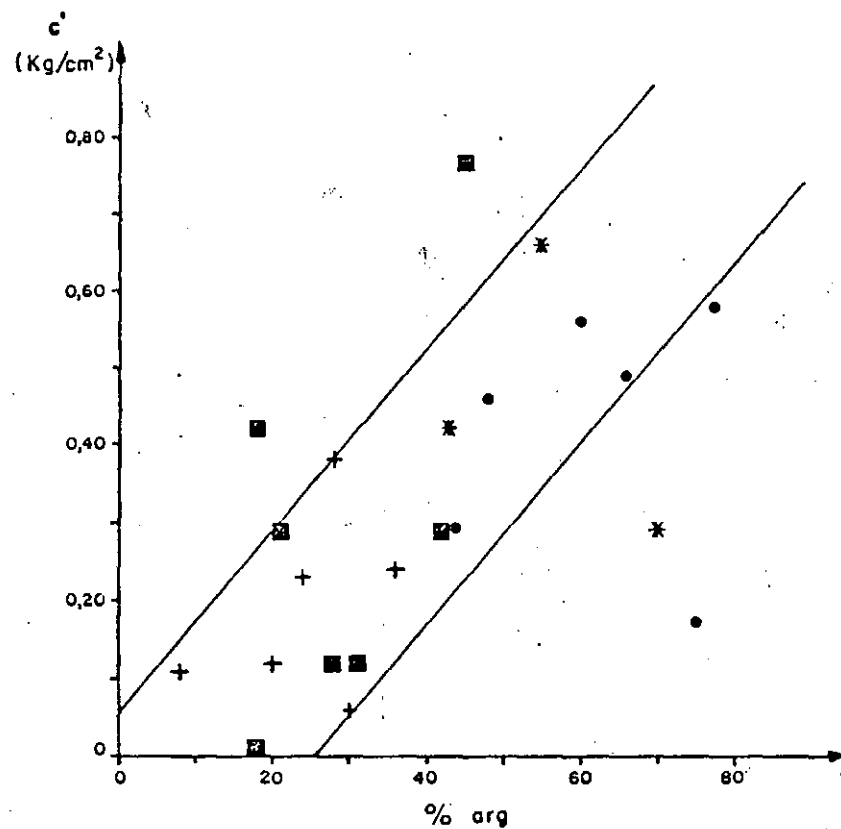
● COLÚVIOS LATERÍTICOS ARGILOSOS

+ COLÚVIOS LATERÍTICOS ARENOSOS

* COLÚVIOS POUCO LATERIZADOS

△ SOLOS SAPROLÍTICOS

■ SOLOS TRANSPORTADOS

FIG. VI.113 - GRÁFICOS $c' \times \% \text{ arg}$

LEGENDA

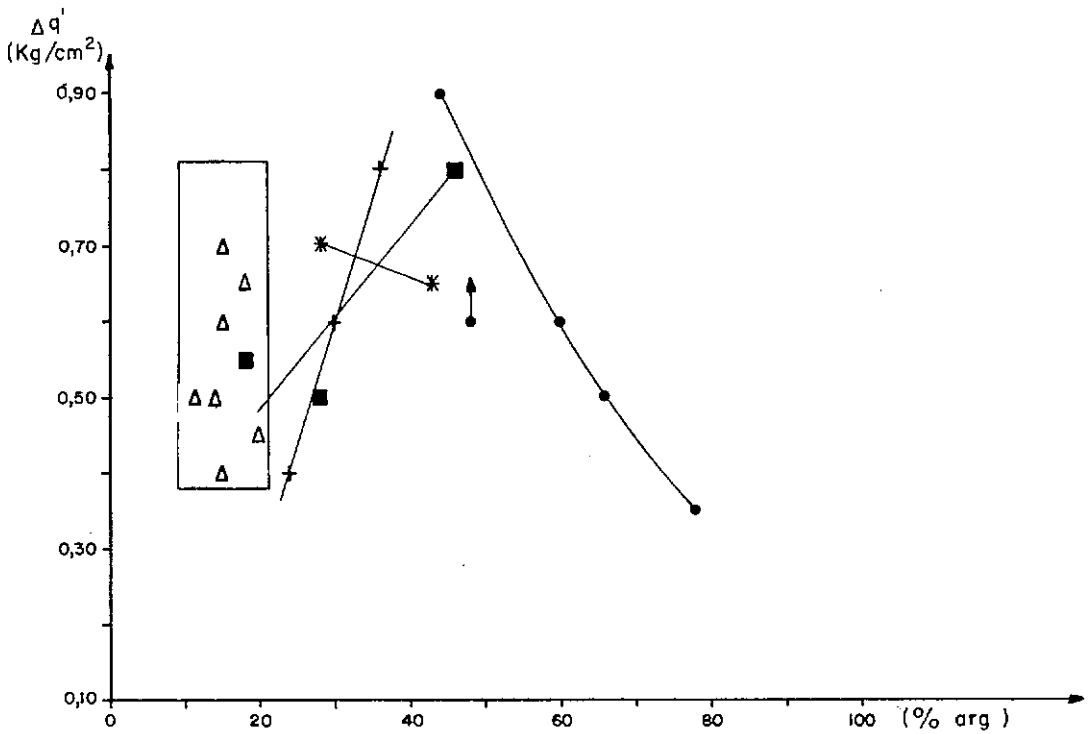
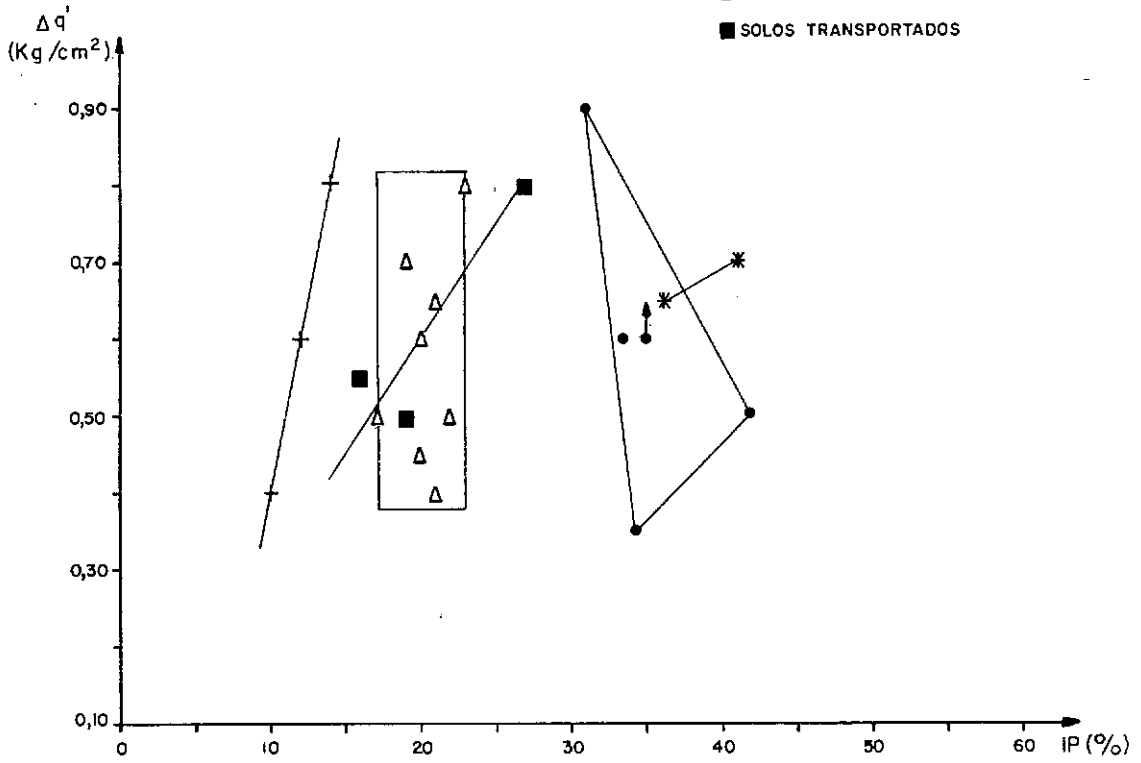
● COLÚVIOS LATERÍTICOS ARGILOSOS

+ COLÚVIOS LATERÍTICOS ARENOSOS

* COLÚVIOS POUCO LATERIZADOS

△ SOLOS SAPROLÍTICOS

■ SOLOS TRANSPORTADOS

FIG. VI. 114 - CORRELAÇÕES $\Delta q'$ x IP e $\Delta q'$ x % arg

Comentários a Respeito das Correlações Apresentadas

a) GRÁFICO ϕ' x IP

Apesar da grande diversidade de solos analisados, a quase totalidade destes materiais forneceram ângulos de atrito que se adaptaram de forma bastante satisfatória à faixa definida por CRUZ (1983).

Mesmo nos solos saprolíticos, onde a representatividade do IP como parâmetro classificador é bastante controversa, observa-se em geral um bom ajustamento dos pontos à faixa geral definida.

O solo de Itaparica (área B), como já observado anteriormente, apresenta ângulo de atrito discrepante dos demais solos.

b) GRÁFICO c' x % arg

É definida uma faixa geral de ocorrência para todos os tipos de solos, a exceção dos solos saprolíticos que delimitam uma região particular neste gráfico.

Para todos os demais solos verifica-se tendência de que a coesão seja diretamente proporcional à porcentagem de argila do solo.

Quanto aos solos saprolíticos, tal tendência não é tão nítida, observando-se uma grande concentração de pontos com % arg variando de 5 a 25% e apresentando coesão entre 0,10 e 0,75 kg/cm². Todas as % arg utilizadas são aquelas obtidas na granulometria convencional preconizada pela MB-32, a menos do caso de Nova Avanhandava - amostras indeformadas de aterro experimental, onde apresentou-se tanto a % arg definida convencionalmente como a definida pela granulometria especial (ver item IV.2.1 e Anexo 1).

c) GRÁFICO $\Delta q'$ x % arg e $\Delta q'$ x IP

Esperava-se encontrar $\Delta q'$ diretamente proporcionais às porcentagens de argila e IP. Este fato, contudo, só foi verificado nos colúvios lateríticos arenosos de Rosana.

Nos solos saprolíticos repete-se a tendência observada na Figura VI.114, anterior, ou seja: para uma estreita faixa de % argila observam-se valores bastante díspares tanto de $\Delta q'$ quanto de c' , o mesmo podendo ser verificado nas correlações com IP.

Por outro lado, nos colúvios lateríticos argilosos, $\Delta q'$ e % arg mostram-se inversamente proporcionais. Este fato é provavelmente indicador de que em solos com altas porcentagens de argila, outros fatores deverão concorrer de forma mais determinante na definição daquele parâmetro de resistência. A correlação $\Delta q'$ x IP nestes solos apresenta a mesma tendência observada na $\Delta q'$ x % arg, embora com maior dispersão.

Quanto aos fatores ligados à existência de $\Delta q'$ pode-se citar os seguintes considerados mais importantes:

19) Efeito do pré-adensamento devido à compactação do solo. Seria um efeito análogo ao observado nos ensaios não drenados em argilas pré-adensadas naturais saturadas. Nestes solos o diagrama $p' - q'$ assume o seguinte aspecto:

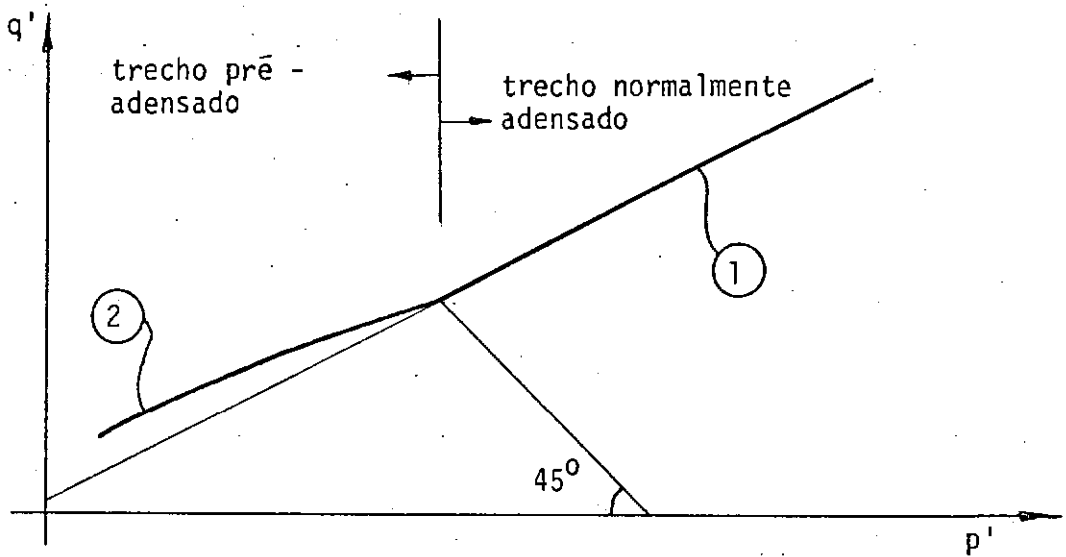


Figura VI.115

onde os trechos ① e ② são definidos da seguinte forma:

- ① envoltória dos ensaios CD (pré ou normalmente adensadas) e CU em argilas normalmente adensadas
- ② envoltória dos ensaios CU em argilas pré-adensadas - ganho de resistência por efeito do pré-adensamento.

29) Perda de resistência por saturação

Como a existência da capilaridade em solos parcialmente saturados contribui na parcela da "coesão aparente" (ver item

II.3.3), é natural que ao se saturar o corpo de prova, parte da coesão devida àquele fenômeno se anule.

Em ensaios \overline{UU} ou \overline{CU} (sem saturação) submetidos a confinantes > 4 a 6 kg/cm^2 deve ocorrer uma compressão dos vazios do solo tal que o grau de saturação atingido não comporte mais a existência de tensões capilares. Este fato explicaria porque ao se atingir esses níveis de confinantes os pontos de ruptura destes ensaios alinham-se à envoltória definida pelos $\overline{CU}_{\text{sat}}$.

Também os ensaios \overline{UU} e \overline{CU} realizados em amostras moldadas com umidades acima da ótima tenderiam a se alinhar aos $\overline{CU}_{\text{sat}}$, uma vez que o ar nestas amostras estaria sob a forma "oclusa", não chegando a ocorrer, portanto, fenômenos capilares dentro da massa de solo.

No que se refere à influência da aplicação das poro-pressões nos valores obtidos de $\Delta q'$ deve-se ressaltar os seguintes aspectos:

a) conforme visto no Capítulo II, a expressão proposta por BISHOP (3) para definir pressão efetiva (σ') em solos não saturados $\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w)$ - expressão (II.2), é função da poro-pressão combinada do ar e água nos vazios do solo:

- se u é confundido com u_w resulta que σ' calculado por $(\sigma - u_w)$ é menor que σ' definido pela equação (II.2), obtendo-se, portanto, pontos de ruptura no gráfico $p' - q'$ deslocados para

a direita. Este fato é tão mais significativo quanto menor for o grau de saturação da amostra.

Desta forma, é muito provável que devido a este tipo de simplificação, esteja-se subestimando o valor definido de $\Delta q'$, uma vez que os ensaios \overline{UU} e \overline{CU} em amostras moldadas com umidade abaixo da ótima, seriam os mais afetados por este fato.

- se por outro lado, u é confundido com u_a (não utilização de pedra porosa de alta pressão de borbulhamento) obtém-se um valor de pressão efetiva superior àquele definido pela equação geral (II.2). Neste caso os pontos de ruptura no gráfico $p' - q'$, encontram-se deslocados para a esquerda, o que implica em valores de $\Delta q'$ superestimados.

b) Devido à dificuldade de medição de poro-pressões (u_w) negativas abaixo de -1 kg/cm^2 , pode-se, em alguns casos, obter subestimado estes valores, o que também implicaria em valores de $\Delta q'$ superiores aos reais.

No Apêndice A-3 é feita uma análise mais detalhada de cada um destes casos. No momento, pretende-se apenas ressaltar que as imprecisões na avaliação das poro-pressões tendem muito mais a subestimar os valores de $\Delta q'$, do que a majorá-los.

VI.4 ALGUNS FATORES QUE INFLUENCIAM A RESISTÊNCIA FINAL

Neste item são analisadas a influência das condições de moldagem das amostras (grau de compactação e desvio de umidade em relação à ótima) nas resistências finais obtidas nos ensaios tipo \overline{UU} , \overline{CU} e \overline{CU}_{sat} .

São também estudadas as influências da saturação prévia do corpo de prova, através da comparação entre resultados de resistências finais de ensaios \overline{CU} e \overline{CU}_{sat} , assim como as diferenças observadas entre os ensaios não adensados e adensados (\overline{UU} e \overline{CU}) realizados sem saturação prévia das amostras.

VI.4.1 Influência do GC e Δh das Amostras

Nestes itens são avaliados, para os cinco grupos de solos, as influências predominantes nos valores de q'_{rup} , considerando as variáveis Δh e GC.

É importante considerar que as amostras utilizadas nestas comparações foram moldadas com GC entre 95 e 98% (em alguns casos também 100%) e umidades em torno da $h_{ot} \pm 0,10 h_{ot}$.

a) Ensaio \overline{UU} e \overline{CU}

a.1) Colúvios Lateríticos Argilosos

Nestes solos, a influência do desvio de umidade em relação à ótima (Δh) mostra-se mais acentuada que a do grau de compactação, embora esta última só possa ter sido estudada nos solos de Três Irmãos e Eixo B-2.

Quanto à influência do Δh observam-se os seguintes aspectos:

1º) a importância do Δh de moldagem das amostras é mais sensível em ensaios \overline{UU} do que em ensaios \overline{CU} , devendo-se este fato provavelmente à influência da poro-pressão inicial (u_0) medida nos ensaios não adensados.

A relação entre q'_{rup} de ensaios em amostras moldadas abaixo e acima da ótima é da ordem de 1,4 a 2 em ensaios \overline{UU} , ao pas-

so que nos ensaios adensados esta relação cai para 1,05 a 1,40 (ver exemplos na Tabela VI.9).

Nos ensaios \overline{UU} , amostras compactadas com $\Delta h = 0$ e $\Delta h > 0$ forneceram relações de q'_{rup} entre 1 e 1,50.

2º) De maneira geral, pode-se afirmar que nos ensaios \overline{UU} a relação entre q'_{rup} de amostras com diferentes Δh é diretamente proporcional a σ_3 , enquanto que nos ensaios \overline{CU} a magnitude desta relação independe da tensão confinante.

3º) Na grande maioria dos casos, quanto menor o grau de compactação da amostra, maior a influência de Δh , ou seja, em solos menos densos, cresce a importância da unidade de compactação. Este fato foi observado tanto nos ensaios \overline{UU} quanto nos \overline{CU} .

Na Tabela VI.9 apresentam-se alguns dos valores calculados para a relação entre q'_{rup} de amostras moldadas com diferentes umidades.

Nos poucos casos onde é possível avaliar a influência do grau de compactação, observa-se o seguinte:

1º) no solo de basalto o GC praticamente não tem influência na resistência final, observando-se valores da relação q'_{rup} (maior GC)/ q'_{rup} (menor GC) na maioria dos casos próximos à unidade. Este fato é observado em ensaios \overline{UU} e \overline{CU} ;

TABELA VI.9 - INFLUÊNCIA DO Δh DE MOLDAGEM NOS COLÚVIOS
LATERÍTICOS ARGILOSOS

BARRAGEM	ENSAIO	σ_3 (kg/cm ²)	GC (%)	Δh (%)	$\frac{q'_{rup}(\text{menor } \Delta h)}{q'_{rup}(\text{maior } \Delta h)}$
Três Irmãos (basalto)	UU	8	95	-1,5 e +1	2,06
		1			1,19
	UU	8	98	-1,5 e +1	1,58
		1			1,37
	CU	8	98	-1,5 e +1	1,17
		4			1,24
	CU	8	95	-1,5 e +1	1,06
		4			1,07
Paraib./ Parait. (gnaisse)	UU	6	98	0 e +1,7	1,38
		1			0,96
Eucl. da Cunha (gnaisse)	UU	4	100	0 e +2	1,29
		1			1,19
Eixo B-2 (migmatito)	UU	6	95	-2,5 e +2,5	2,15
		3			1,88
	CU	6	95	-2,5 e +2,5	1,39
		3			1,78
	CU	6	98	-2,5 e +2,5	1,27
		1,5			1,25
	UU	6	98	-2,5 e +2,5	1,37
					1,36

29) no solo de migmatito, ensaios \overline{UU} e \overline{CU} em amostras moldadas abaixo da umidade ótima não apresentam variações significativas no q'_{rup} em função de variações no GC. Neste caso a relação entre q'_{rup} apresenta valores entre 0,85 e 1,00;

39) nas amostras moldadas acima da ótima do solo de migmatito, a influência de GC é maior. A relação entre q'_{rup} situa-se entre 1,05 e 1,55, sem que se possa correlacionar claramente estes valores à tensão confinante aplicada.

A Tabela VI.10 contém exemplos da relação entre resistências finais destes solos, podendo-se notar que as comparações são sempre realizadas entre amostras com GC = 98% e 95%.

a.2) Colúvios Lateríticos Arenosos

Neste grupo de solos a influência da umidade de moldagem é bastante variada, verificando-se em Rosana influência acentuada deste parâmetro, enquanto que em ambos os solos de Porto Primavera os pontos de ruptura de amostras moldadas acima e abaixo da ótima localizam-se muito próximos (ver Tabela VI.11).

TABELA VI.10 - INFLUÊNCIA DO GRAU DE COMPACTAÇÃO EM AMOSTRAS DOS COLÚVIOS LATERÍTICOS ARGILOSOS

BARRAGEM	ENSAIO	σ_3 (kg/cm ²)	Δh (°)	GC (%)	$\frac{q'_{rup}(\text{maior GC})}{q'_{rup}(\text{menor GC})}$
Três Irmãos (basalto)	UU	8	-1,5	98 e 95	1,14
		1			1,21
	UU	8	+1	98 e 95	1,02
		1			0,98
	CU	8	-1,5	98 e 95	1,04
		1			0,97
	CU	8	+1	98 e 95	0,98
		1			0,96
Eixo B-2 (migmatito)	UU	6	-2,5	98 e 95	0,88
		1,5			0,88
	UU	6	+2,5	98 e 95	1,35
		1,5			1,20
	CU	6	-2,5	98 e 95	0,95
		1,5			1,03
	CU	6	+2,5	98 e 95	1,03
		1,5			1,56

TABELA VI.11 - INFLUÊNCIA DO Δh DE MOLDAGEM NOS COLÚVIOS
LATERÍTICOS ARENOSOS

BARRAGEM	ENSAIO	σ_3 (kg/cm ²)	GC (%)	Δh (%)	$q'_{rup}(\text{menor } \Delta h)$
					$q'_{rup}(\text{maior } \Delta h)$
Rosana poço 104	UU	6	95	-1 e +1	2,00
		1			1,80
	UU	6	98	-1 e +1	2,27
		1			2,54
Rosana poço 112	UU	6	95	-1 e +1	1,24
		1			1,74
	UU	6	98	-1 e +1	1,79
		1			1,59
Rosana poço 104	CU	6	95	-1 e +2	1,11
		1			1,34
Rosana poço 112	CU	6	95	-1 e +2	1,40
		1			1,58
	CU	6	98	-1 e +2	1,26
		1			1,41
Porto Prima- vera (M.E.)	CU	8	98	-1 e +0,5	0,99
		2			0,93
	CU	4	95	-1 e +0,5	1,02
		1			1,12
Porto Prima- vera (M.D.)	CU	8	95	-1 e +0,5	1,02
		2			1,13
	CU	8	98	-1 e +0,5	1,00
		2			1,00

Observações Gerais para o Caso de Rosana

19) Nos ensaios \overline{UU} realizados no solo de Rosana, a relação $q'_{rup}(\Delta h < 0)/q'_{rup}(\Delta h > 0)$ oscila entre 1,6 e 2,5, não sendo conclusiva a correlação destes valores com σ_3 . Observa-se, contudo, que quanto maior o GC, maior a influência de Δh na resistência final;

29) ensaios \overline{CU} , em amostras moldadas abaixo e acima da $\bar{\sigma}$ tima, neste mesmo solo, forneceram resistências finais mais próximas. Neste ensaio q'_{rup} das amostras moldadas no ramo seco chegaram a ser no máximo sessenta por cento maiores que as verificadas nas amostras com $\Delta h > 0$. Em geral esta relação é inversamente proporcional à tensão confinante aplicada.

Quanto ao grau de compactação, observa-se que sua influência é mais acentuada no solo de Porto Primavera, embora tanto nestes solos quanto nos de Rosana não se tenham obtido diferenças de q'_{rup} superiores a 25% (ver exemplos na Tabela VI.12) nas amostras moldadas com GC = 98 e 95%.

TABELA VI.12 - INFLUÊNCIA DE GC DE MOLDAGEM NOS COLÚVIOS
LATERÍTICOS ARENOSOS

BARRAGEM	ENSAIO	σ_3 (kg/cm ²)	Δh (%)	GC (%)	q'_{rup} (GC=98%)
					q'_{rup} (GC=95%)
Rosana-104	UU	6	-1	98 e 95	1,09
		1			1,13
Rosana-112	UU	6	+1	98 e 95	1,05
		1			1,11
	CU	6	-2	98 e 95	1,09
		1			1,10
Porto-Prima- vera - M.E.	CU	4	-1	98 e 95	1,21
		1			1,19
Porto Prima- vera - M.D.	CU	8	+0,5	98 e 95	1,09
		2			1,16
		0,5			1,19

a.3) Colúvios Pouco Laterizados

Somente nos solos de Itaparica dispõem-se de dados suficientes para este tipo de análise, observando-se também nestes solos que a umidade de moldagem é bem mais determinante que o grau de compactação na definição da resistência final.

Pelos exemplos apresentados na Tabela VI.13, pode-se notar que em ensaios UU a relação dos q'_{rup} de amostras moldadas a baixo e acima de ótima é diretamente proporcional a σ_3 e ao GC, tendo apresentado valores entre 1,60 e 3,00.

TABELA VI.13 - INFLUÊNCIA DO Δh DE MOLDAGEM NOS COLÚVIOS
POUCO LATERIZADOS

BARRAGEM	ENSAIO	σ_3 (kg/cm ²)	GC (%)	Δh (%)	$\frac{q'_{rup}(\Delta h \leq 0)}{q'_{rup}(\Delta h > 0)}$
Itaparica (área A-1)	UU	8	100	-3 e +2	2,50
		2			1,75
	UU	8	97	-3 e +2	2,39
		2			2,04
Itaparica (área B)	UU	8	100	-3 e +1	3,07
		1			1,60
	UU	8	97	-3 e +2	2,82
		1			2,28

Estes solos têm como característica um elevado desenvolvimento de u_0 em amostras compactadas com $\Delta h \geq 0$ (ver Figuras VI.20 e VI.21), observando-se diminuições de resistência realmente significativas com o aumento da umidade de moldagem.

Ao contrário do observado para o Δh de moldagem, variações no GC das amostras não parecem influir de forma significativa no valor final de q'_{rup} . Pelas informações contidas na Tabela VI.14, observa-se que, neste caso, a relação entre q'_{rup} se situa em torno de 1.10 a 1.15.

TABELA VI.14 - INFLUÊNCIA DO GC DE MOLDAGEM NOS COLÚVIOS
POUCO LATERIZADOS

BARRAGEM	ENSAIO	σ_3 (kg/cm ²)	Δh (%)	GC (%)	$\frac{q'_{rup}(GC=100\%)}{q'_{rup}(GC=97\%)}$
Itaparica (área A-1) argilito	UU	8	-3	100 e 97	1,10
		4			1,15
		1			1,10
	UU	8	+2	100 e 97	1,05
		4			1,09
		1			
(área B) argilito	UU	8	0	100 e 97	1,08
		4			1,13
		1			1,14

a.4) Solos Saprolíticos

Para os diversos solos analisados apenas nos solos de migmatito e de xisto e granito dispõem-se de ensaios \overline{CU} . Nestes casos observa-se que as resistências finais dos ensaios em amostras compactadas no ramo seco são em geral 10 a 14% maiores do que as resistências das amostras com $\Delta h > 0$.

Normalmente as maiores diferenças são observadas para as menores confinantes, embora em alguns casos tenham independido de σ_3 .

Na Tabela VI.15 a seguir, são apresentados exemplos das relações entre q'_{rup} obtidos em amostras destes solos moldadas

com umidades acima e abaixo da ótima.

TABELA VI.15 - INFLUÊNCIA DO Δh DE MOLDAGEM NOS ENSAIOS \bar{C}_u DOS SOLOS SAPROLÍTICOS

BARRAGEM	σ_3 (kg/cm ²)	GC (%)	Δh (%)	$\frac{q'_{rup}(\Delta h < 0)}{q'_{rup}(\Delta h > 0)}$
EIXO JR-1 (migmatito)	6	95	-1,7 e +1,7	1,13
	1			1,15
	6	98	-1,7 e +1,7	1,12
	1			1,21
EIXO GD-2 (migmatito)	6	95	-2 e +2	1,43
	1			1,15
	6	98	-2 e +2	1,21
	1			1,37
EIXO S.JOSÉ (migmatito)	4	95	-2,1 e +2,1	-
	0,5			1,31
	4	98	-2,1 e +2,1	1,16
	0,5			1,58
EIXO BARREIRO (migmatito)	4	95	-1,7 e +1,7	1,18
	0,5			1,20
	4	98	-1,7 e +1,7	1,06
	0,5			1,32
EMBORGAÇÃO (xisto e granito)	15	95	-2 e +1	1,20
	8			1,05
	1			1,40
	15	100	-2 e +1	1,16
	8			1,07
	1			1,40

Mais uma vez observa-se que a influência do GC na resistência final é inferior à do desvio de umidade.

Pelos dados da Tabela VI.16 verifica-se que a relação entre q'_{rup} de amostras moldadas com diferentes GC varia normalmente de 1,05 a 1,15, não se notando correlação entre estes valores e σ_3 ou Δh da amostra.

TABELA VI.16 - INFLUÊNCIA DO GC NOS ENSAIOS $\overline{C_u}$ DOS SOLOS SAPROLÍTICOS

BARRAGEM	σ_3 (kg/cm ²)	Δh (%)	GC (%)	$\frac{q'_{rup}(\text{maior GC})}{q'_{rup}(\text{menor GC})}$
EIXO JR-1 (migmatito)	6	-1,7	98 e 95	1,10
	1			1,10
	6	+1,7	98 e 95	1,15
	1			1,05
EIXO GD-2 (migmatito)	6	-2	98 e 95	0,90
	1			1,15
	6	+2	98 e 95	1,06
	1			0,97
EIXO BARREIRO (migmatito)	4	-1,7	98 e 95	1,03
	1			1,20
	4	+1,7	98 e 95	1,14
	1			1,09
EMBORCAÇÃO (xisto e granito)	15	-2	100 e 95	1,06
	8			1,11
	1			1,27

Nos ensaios \overline{UU} a influência do Δh é semelhante à verificada em ensaios adensados. Os valores da relação entre q'_{rup} de amostras moldadas abaixo e acima da ótima situam-se normalmente entre 1 e 1,30, observando-se nos solos de Emborcação e Manso alguns valores superiores a esta faixa. Também nestes ensaios não é clara a correlação entre estes valores e σ_3 ou GC (ver Tabela VI.17).

TABELA VI.17 - INFLUÊNCIA DO Δh DE MOLDAGEM NOS ENSAIOS \overline{UU} DOS SOLOS SAPROLÍTICOS

BARRAGEM	σ_3 (kg/cm ²)	GC (%)	Δh (%)	$\frac{q'_{rup} (\Delta h \leq 0)}{q'_{rup} (\Delta h > 0)}$
Nova Avanh. (basalto). (am.deform.)	6	97	-2,5 e +1	1,19
	4			1,20
	1			0,92
Eucl.Cunha - am. 2 (gnaisse)	4	100	0 e +2	1,17
	1			1,25
Eucl. Cunha - am. 3 (gnaisse)	4	100	0 e +2	1,07
	1			1,28
Eixo JR-1 (migmatito)	6	95	-1,7 e +1,7	1,17
	1			1,15
	6	98	-1,7 e +1,7	1,12
	1			1,21
Eixo Barreiro (migmatito)	4	95	-1,7 e +1,7	1,16
	0,5			1,05
	4	98	-1,7 e +1,7	1,27
	0,5			1,05
Emborcação (xisto e granito)	15	100	-2 e +1	1,44
	8			1,17
	3			1,15
	1			0,96
	15	95	-2 e +1	1,27
	3			1,54
	1			1,38
Manso - JT-3	4	95	0 e +2	1,28
	1			1,37

Quanto à influência do GC da amostra, observa-se que a relação entre q'_{rup} é da ordem de 1,05 a 1,15, não sendo possível correlacionar estes valores com σ_3 ou Δh .

TABELA VI.18 - INFLUÊNCIA DO GC NOS ENSAIOS \overline{UU} DOS SOLOS SAPROLÍTICOS

BARRAGEM	σ_3 (kg/cm ²)	Δh (%)	GC (%)	$\frac{q'_{rup}(\text{maior GC})}{q'_{rup}(\text{menor GC})}$
EIXO GD-2 (migmatito)	6	-2	98 e 95	1,08
	1			1,14
	6	+2	98 e 95	1,07
	1			0,98
EIXO JR-1 (migmatito)	6	+1,7	98 e 95	1,15
	1			1,05
EIXO BARREIRO (migmatito)	4	-1,7	98 e 95	1,03
	1			1,20
EMBORCAÇÃO (xisto e granito)	15	-2	100 e 95	1,15
	8			1,14
	1			1,14
	15	+1		1,05
	8			1,13
	1			1,20

Em resumo:

19) nos solos saprolíticos não se verificam grandes variações na resistência final em função de diferenças no GC ou Δh de moldagem. Este fato é observado tanto nos ensaios \overline{UU}

quanto nos ensaios \overline{CU} .

A relação entre q'_{rup} de amostras moldadas abaixo e acima da ótima apresenta valores da ordem de 1,10 a 1,40 nos dois ensaios.

A influência do GC é ainda menos sensível, tendo-se obtido valores da relação q'_{rup} (GC = 98% ou 100%)/ q'_{rup} (GC = 95%) em torno de 1,05 a 1,15.

29) Somente nos ensaios \overline{CU} , a influência do Δh mostrou-se proporcional ao σ_3 aplicado. Nos demais casos a relação entre q'_{rup} e σ_3 não apresentou uma tendência geral.

a.5) Solos Transportados

Neste grupo de solos, apenas no solo aluvionar de Manso é possível analisar a influência de Δh de moldagem. As comparações são feitas em amostras diferentes que apresentam características semelhantes.

Os valores encontrados para a relação $q'_{rup}(\Delta h=0)/q'_{rup}(\Delta h=+2)$ mostram-se bastante dispersos, conforme exemplos da Tabela VI.19.

TABELA VI.19 - INFLUÊNCIA DO Δh DE MOLDAGEM NO SOLO ALUVIONAR DE MANSO

AMOSTRAS	ENSAIO	σ_3 (kg/cm ²)	GC (%)	Δh (%)	$q'_{rup}(\Delta h = 0)$
					$q'_{rup}(\Delta h = +2)$
505 e 509	UU	4	95	0 e +2	1,96
		2			1,52
		1			1,26
501 e 539	UU	4	95	0 e +2	1,00
		2			1,07
		1			1,05

Amostras Utilizadas nas Comparações:

- Dados de Caracterização e Compactação

AM-505	% < $2\mu = 32\%$,	IP = 19%,	$h_{ot} = 17,4\%$
AM-509	% < $2\mu = 35\%$,	IP = 17%,	$h_{ot} = 19,2\%$
AM-501	% < $2\mu = 18\%$,	IP = 14%,	$h_{ot} = 15,5\%$
AM-539	% < $2\mu = 18\%$,	IP = 14%,	$h_{ot} = 13,4\%$

- Condições de Moldagem

AM-505 e 539: GC = 95%, $\Delta h = +2\%$

AM-509 e 501: GC = 95%, $\Delta h = 0$

Em nenhum solo deste grupo se dispõe de ensaios suficientes para a verificação da influência do GC de moldagem.

b) Ensaio \overline{CU}_{sat}

A dispersão dos pontos de ruptura dos ensaios \overline{CU}_{sat} , para uma dada tensão confinante, é nitidamente inferior à observada nos ensaios UU e \overline{CU} , como pode ser verificado na maioria das figuras VI.74 a VI.111. Este fato evidencia a pequena influência, neste tipo de ensaio, das condições iniciais de moldagem das amostras, ao menos nas faixas de GC e Δh usualmente especificadas.

O processo de saturação, aliado ao adensamento a que o corpo de prova é submetido parece, portanto, reduzir a influência das diferentes estruturas obtidas pelo processo de compactação.

CONCLUSÕES FINAIS

Para a faixa de valores de Δh e GC normalmente utilizada na moldagem dos corpos de prova pode-se observar o seguinte:

1º - em ensaios UU e \overline{CU} variações de Δh ocasionam normalmente maiores diferenças nas resistências finais do que as variações de GC.

Exceções: colúvios lateríticos de arenito de Porto Primavera (M.E. e M.D.) onde a influência de Δh é desprezível na grande maioria dos ensaios \overline{CU} ;

2º - em geral estas diferenças de resistência devido a Δh são mais acentuadas nos ensaios UU do que nos \overline{CU} ;

3º - em ensaios \overline{CU}_{sat} as influências de Δh e GC são muito menos sensíveis que as observadas nos ensaios sem saturação prévia do corpo de prova.

VI.4.2 Influência da Saturação Prêvia dos Corpos de Prova

Como abordado em itens anteriores, a saturação do corpo de prova acarreta grandes variações de comportamento. Observa-se que a grande maioria dos ensaios \overline{UU} e \overline{CU} apresenta comportamento tipo I e II, enquanto que em ensaios \overline{CU}_{sat} são encontradas duas sequências mais características de comportamentos típicos:

- 1.^a $\left\{ \begin{array}{l} \text{para } \sigma_3 \leq 2 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{comportamentos tipo VI a VII} \\ \text{e para } \sigma_3 > 2 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{comportamentos tipo III a IV} \end{array} \right.$
- 2.^a $\left\{ \begin{array}{l} \text{para } \sigma_3 \leq 2 \text{ kg/cm} \rightarrow \text{comportamentos tipo VI a VII} \\ \text{e para } \sigma_3 > 2 \text{ kg/cm} \rightarrow \text{comportamentos tipo V a VI-A} \end{array} \right.$

No primeiro caso, onde são verificados comportamentos tipo III e IV, verificam-se as maiores perdas de resistência devidas à saturação (ver esquema a seguir).

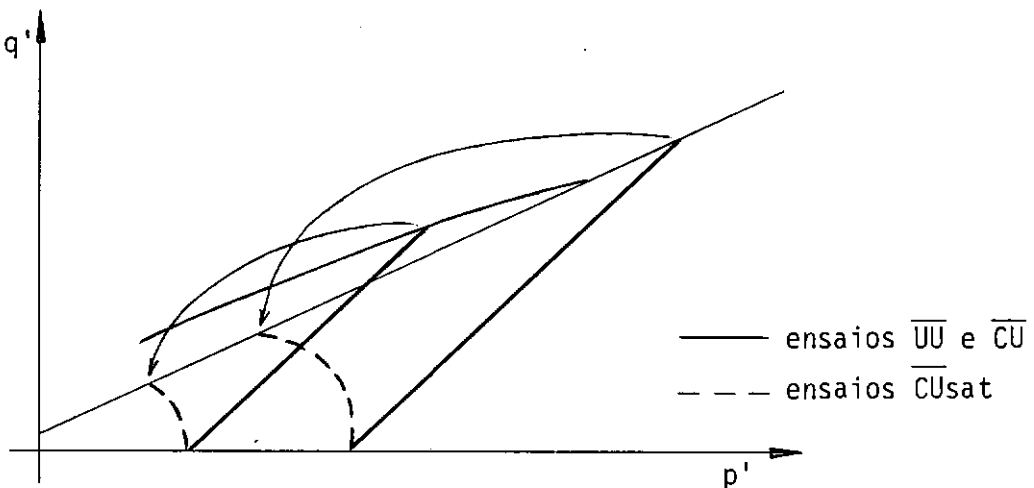


Figura VI.116

Os ensaios não saturados indicados neste esquema são mais representativos de amostras moldadas no ramo seco da curva de compactação. Contudo, mesmo em amostras com $\Delta h > 0$ (pontos dos ensaios \overline{UU} e \overline{CU} também alinhados à envoltória inferior) são verificadas grandes perdas de resistência.

Nas Figuras VI.76, VI.77, VI.80, VI.81, VI.88, VI.95, VI.97, VI.101, VI.109 e VI.110 exemplificam-se alguns destes casos. Pelos exemplos numéricos da Tabela VI.20 pode-se observar que a resistência final de ensaios saturados pode alcançar valores até três vezes menores que os obtidos nos ensaios sem saturação (corpos de prova moldados nas mesmas condições e submetidos às mesmas confinantes).

Também no caso de comportamento tipo V a V-B observam-se nítidas perdas de resistência com a saturação, contudo em menor escala que nas situações anteriores (ver esquema abaixo e exemplos reais nas Figuras VI.75, VI.86, VI.90 e VI.108).

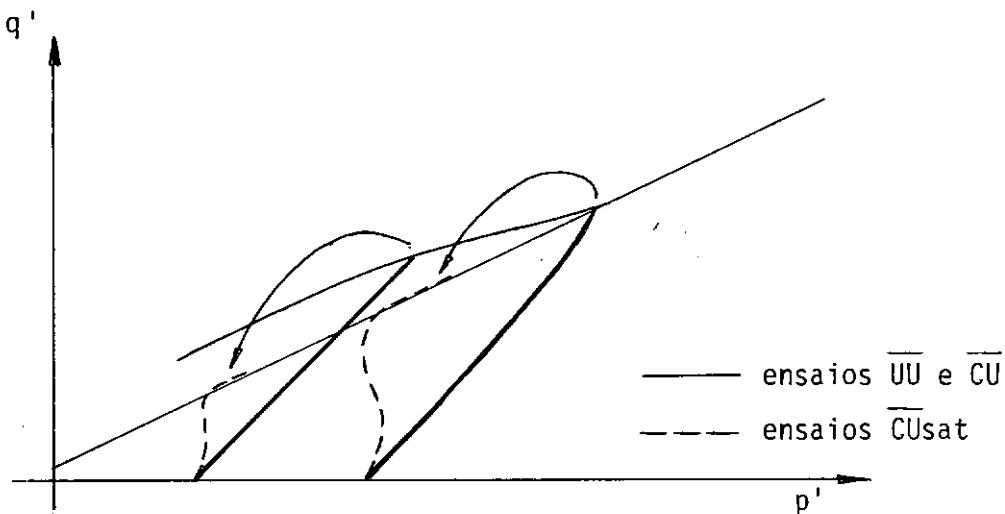


Figura VI.117

TABELA VI.20

BARRAGEM	(GC(%); Δh (%))	σ_3 (kg/cm ²)	$q'_{rup} (\overline{CU})$ ou (\overline{UU})
			$q'_{rup} (\overline{CU}_{sat})$
Itaipu (am. deform.)	(97; +0,5)	4	2,0
		1	1,5
Eucl. Cunha (AM. 1)	(100; +2)	4	2,0
		1	2,1
Rosana (104)	(95; -1)	6	3,2
		1	3,3
Rosana (112)	(98; +0,5)	6	2,6
		1	2,8
P.Primavera (M.D.)	(98; -1)	4	1,8
		1	1,1
Eucl. Cunha (2)	(100; 0)	4	1,5
		1	1,5
Nova Avanh. (deform.)	(97; +1)	4	1,8
		1	1,8
Tucuruí (4) (ST4-2)	(98; 0)	10	2,8
		8	2,5

Por outro lado, em ensaios \overline{CU}_{sat} que apresentam comportamento tipo VI-A nem sempre é verdadeiro falar em perda de resistência.

No exemplo da Figura VI.85 encontram-se as trajetórias de tensões efetivas encontradas nos ensaios \overline{CU} e \overline{CU}_{sat} realizados sobre amostra do colúvio laterítico arenoso de Porto Primavera (M.E.) compactada com GC = 98% e $\Delta h = 0$. Neste caso, pode-se verificar que devido à tendência fortemente dilatante ocorrida nos ensaios \overline{CU}_{sat} , as trajetórias de tensões efetivas destes ensaios desenvolvem-se longamente sobre a envoltória de resistência, resultando em resistências finais (S_u) bem maiores que as observadas nos ensaios \overline{CU} .

Resta saber, contudo, se as amostras previamente saturadas, ao expandirem desta forma, permanecem com grau de saturação próximos a 100%. Muito provavelmente ao atingirem $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ seu grau de saturação deverá estar diminuído, não se podendo afirmar que os S_u determinados são realmente característicos de amostras saturadas. É importante observar que o comportamento tipo VI-A só é passível de registro, devido à metodologia de ensaio adotada, que utiliza elevados valores de contra-pressão.

Outro exemplo do comportamento VI-A pode ser visto na Figura VI.109-A, que apresenta resultados de ensaios \overline{UU} e \overline{CU}_{sat} sobre amostra indeformada do maciço do colúvio de sedimentos de Tucuruí (área 4).

VI.4.3 Influência do Adensamento Inicial do Corpo de Prova em Ensaios Não Saturados

a) Colúvios Lateríticos Argilosos

Nos solos de basalto, a resistência na ruptura em ensaios \overline{UU} apresenta-se menor que a avaliada nos \overline{CU} realizados sobre corpos de prova moldados nas mesmas condições e submetidos a iguais confinantes.

Nestes solos, a principal diferença observada entre os dois ensaios reside nos valores de u_0 (poro-pressão inicial) de ensaios \overline{UU} , que em geral situam-se em torno de 10 a 15% do σ_3 aplicado. Em alguns casos foram registrados valores de u_0 iguais a até 50% da tensão confinante. Nas Figuras VI.74, VI.75 e VI.76 encontram-se alguns exemplos das trajetórias de tensões efetivas observadas nestes ensaios.

Em solos de gnaiss, tal comparação não pôde ser realizada devido à inexistência de ensaios \overline{CU} , enquanto que no migma tito do eixo B-2 observam-se pequenas poro-pressões iniciais em ensaios \overline{UU} (para $\Delta h < 0$) com trajetórias de tensões efetivas praticamente coincidentes nos dois tipos de ensaios. Nos ensaios em amostras com $\Delta h > 0$, u_0 pode chegar a $0,15 \times \sigma_3$ (ver exemplo na Figura VI.79).

b) Colúvios Lateríticos Arenosos

Somente nos solos de Rosana dispõem-se de ensaios \overline{UU} e \overline{CU} realizados sobre corpos de prova moldados nas mesmas condições. Neste caso verificam-se $q'_{rup\overline{CU}} < q'_{rup\overline{UU}}$ principalmente para a confinante de 6 kg/cm². Para menores confinantes (1 e 3 kg/cm²) observam-se em alguns casos valores de resistência final bastante próximos nos dois ensaios.

A poro-pressão inicial (u_0) medida em todos os casos é praticamente nula.

Na Figura VI.82 relativa a Rosana - poço 112, são indicados exemplos das trajetórias de tensões efetivas desenvolvidas em ensaios \overline{UU} e \overline{CU} em amostras com GC = 95% e $\Delta h = -1\%$.

c) Colúvios Pouco Laterizados

Não se dispõe de ensaio \overline{CU} neste grupo de solo. É importante ressaltar, contudo, as grandes poro-pressões iniciais desenvolvidas nos ensaios \overline{UU} sobre o solo de Itaparica (ver Figuras VI.20 e VI.21).

d) Solos Saprolíticos

Ensaio \overline{UU} e \overline{CU} em amostras moldadas nas mesmas condições encontram-se disponíveis apenas para os solos de migmatito (todos) e para o solo de xisto e granito de Emborcação.

Nos primeiros observam-se em geral $q'_{rup\overline{CU}} > q'_{rup\overline{UU}}$ sendo a diferença entre os dois ensaios tão maior quanto mais alta a confinante utilizada. Ensaio em amostras moldadas com umidade abaixo da ótima podem apresentar em alguns casos, mesmo em ensaios com $\sigma_3 = 6 \text{ kg/cm}^2$, pontos de ruptura muito próximos.

A poro-pressão inicial máxima observada no ensaio \overline{UU} foi de $0,13 \times \sigma_3$.

Na Figura VI.103 encontram-se indicadas trajetórias de tensões efetivas de ensaios \overline{UU} e \overline{CU} , submetidos a confinantes de 0,5 e 4 kg/cm^2 , em amostras moldadas com $GC = 95\%$ e $\Delta h = -1,7\%$ e $GC = 98\%$ e $\Delta h = +1,7\%$.

Em Emborcação observam-se para confinantes até 3 kg/cm^2 pontos de ruptura muito próximos, enquanto que para maiores σ_3 confirma-se a tendência de $q'_{rup\overline{CU}} > q'_{rup\overline{UU}}$. As poro-pressões iniciais medidas são, em todos os casos, muito baixas, não ultrapassando 5% de σ_3 (ver exemplo na Figura VI.106).

Nos solos de gnaiss e micaxisto também não se verificam em geral elevados valores de poro-pressões iniciais ($u_0 < 0,15 \times \sigma_3$), enquanto que nos solos de Nova Avanhandava (basalto) e Tu-

curuí - área 1 (metassedimento) observam-se elevados u_0 apenas em amostras moldadas com umidades muito acima da ótima (ver Figuras VI.24, VI.25 e VI.29).

e) Solos Transportados

Não se dispõem de ensaios \overline{CU} neste grupo de solo. Não foram observadas altas poro-pressões iniciais nos ensaios \overline{UU} realizados sobre os solos de Baguari e Tucuruí. Ensaio no aluvião de Manso apresentaram u_0 de até $0,4 \times \sigma_3$ em amostras moldadas no ramo úmido da curva de compactação (ver exemplos nas Figuras VI.34 a VI.37).

CONCLUSÕES GERAIS

1) Em geral, para corpos de prova moldados nas mesmas condições, a resistência final dos ensaios \overline{CU} é um pouco maior que a obtida nos ensaios \overline{UU} , à exceção de ensaios nos solos de Rosana; onde $q'_{rup\overline{UU}} > q'_{rup\overline{CU}}$.

2) A grande diferença nos valores de resistências obtidas entre os dois tipos de ensaios reside na poro-pressão inicial gerada em ensaios não adensados, já que as trajetórias de tensões efetivas têm, em geral, a mesma forma em ambos os casos.

Normalmente, u_0 situa-se na faixa de 0 até 10 a 15% de σ_3 , tendo-se encontrado maiores valores principalmente nos colú

vios lateríticos de basalto, colúvio pouco laterizado de argilito, solos saprolíticos de basalto e metassedimento e solo aluvionar de Manso. Nestes casos, onde verificam-se u_0 elevados, podem ser observadas diferenças significativas de q'_{rup} entre os dois tipos de ensaio.

CAPÍTULO VII

RESUMO E CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este capítulo resume os principais aspectos abordados neste trabalho e inclui considerações e recomendações de ordem geral.

É importante ressaltar que este estudo baseia-se fundamentalmente em ensaios triaxiais realizados sobre amostras moldadas em laboratório. Dos quase 1100 ensaios analisados, pouco menos de 20% são relativos a amostras de campo, sendo que metade destes são resultados de ensaios realizados em amostras indeformadas do maciço de Itaipu (colúvio laterítico de basalto).

No total este trabalho resume dados de 35 solos diferentes, sendo 11 colúvios lateríticos, 4 colúvios pouco laterizados, 16 solos saprolíticos e 4 solos transportados.

VII.1 COMPORTAMENTOS TÍPICOS

Com base no total de ensaios foram definidos os comportamentos típicos apresentados nos itens VI.2.1 e VI.2.2 e resumidos na Figura VII.1.

Estes comportamentos foram obtidos da análise das trajetórias de tensões efetivas associadas às curvas tensão-deforma-

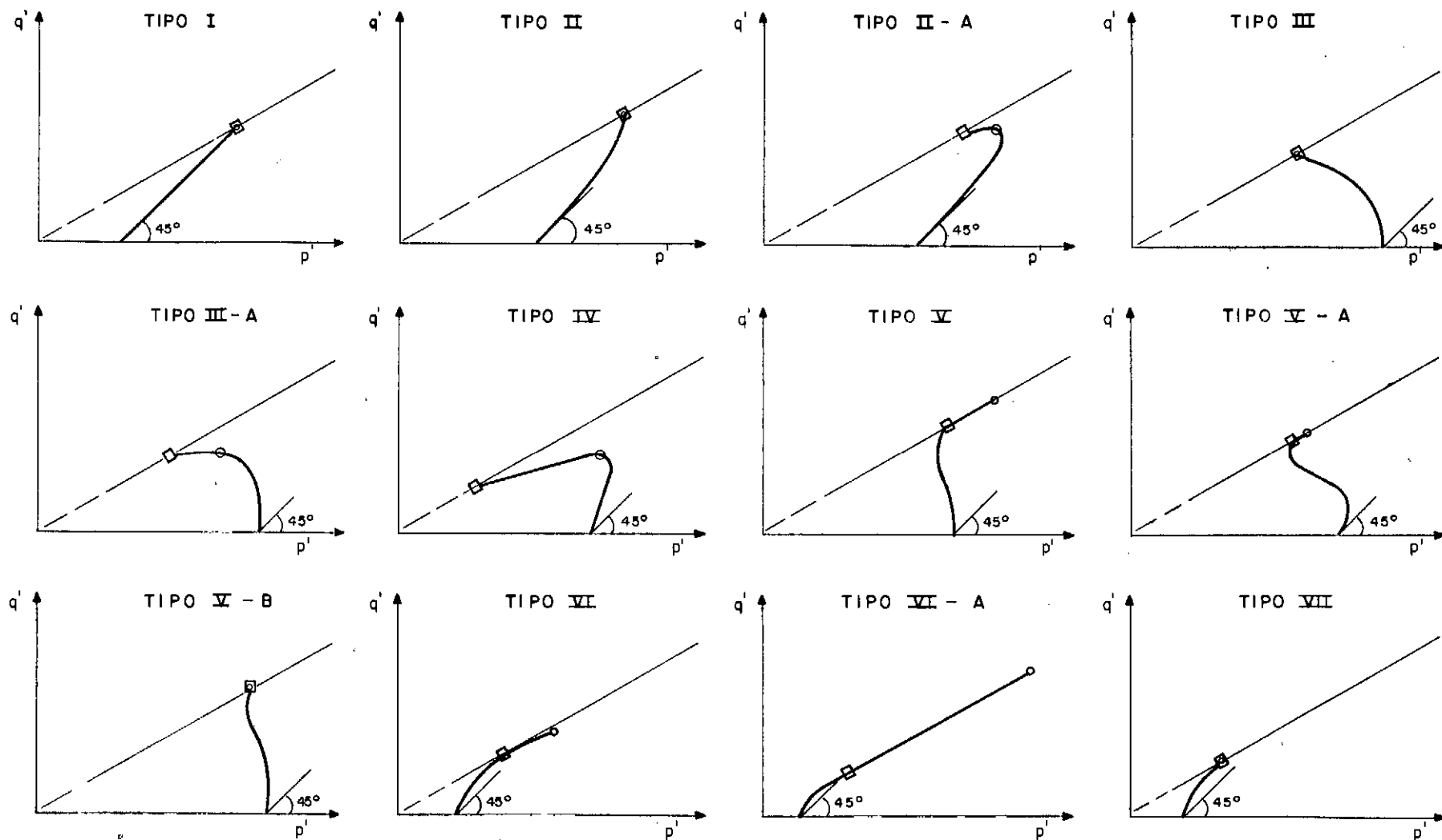


FIG. VII.1 - RESUMO DOS COMPORTAMENTOS TÍPICOS

ção e poro-pressão-deformação, podendo ser grupados da seguinte forma:

1) comportamentos I, II e II-A: apresentam poro-pressões aproximadamente nulas durante os ensaios (tipo I), ou progressivamente crescentes (tipos II e II-A) embora de pequenas magnitudes.

São comportamentos típicos de ensaios UU e CU em amostras moldadas sob diversas condições (ver Anexo 3), tendo ocorrido em praticamente todos os tipos de solos estudados.

2) comportamentos III, III-A e IV: têm características preocupantes no que se refere ao desenvolvimento de poro-pressões e consequente mobilização de resistências efetivas.

São observadas poro-pressões sempre crescentes durante o ensaio, que atingem valores bastante elevados na ruptura. O parâmetro A_{rup} , definido pela relação $(\Delta U / \Delta \sigma_d)_{rup}$, alcança nos dois primeiros casos valores entre 0,35 e 1,00, podendo no comportamento IV atingir valores de até 1,9.

No caso do tipo IV, a resistência máxima é mobilizada rapidamente, em geral para deformações específicas axiais inferiores a 1%, observando-se a partir deste ponto quedas bruscas de resistência, que podem chegar a 50% da tensão máxima alcançada.

Estes três comportamentos são típicos de ensaios CU_{sat} , tendo-se verificado comportamentos tipos III e III-A em solos

de diversas origens, ao passo que o comportamento IV é encontrado principalmente nos colúvios lateríticos arenosos de Rosana e Porto Primavera (M.D.) e em alguns ensaios dos solos da área 5 de Tucuruí (solo transportado) e no colúvio laterítico de ba salto de Itaipu.

Em geral, nenhum destes comportamentos foi observado em ensaios sobre amostras provenientes da compactação de campo, exceto em três ensaios em amostras indeformadas do aterro experimental de Nova Avanhandava (solo saprolítico de basalto) onde verificaram-se comportamentos tipo III. Nos demais casos, solos que haviam apresentado estes tipos de curvas para a compactação de laboratório, passaram a desenvolver comportamentos V a VII para a compactação de campo (ver Figuras VI.62, VI.63 e VI.64 do item VI.2.3).

Conforme informações contidas nas Tabelas 14 e 15 do Anexo 3, alguns ensaios \overline{UU} chegaram a desenvolver comportamentos III e III-A quando realizados com confinantes superiores a 4 kg/cm^2 .

3) comportamentos V a VII: São também característicos de ensaios $\overline{CU}_{\text{sat}}$, verificando-se, porém, nestes casos, características opostas às observadas no item anterior.

Na realidade, o comportamento tipo V-A ainda se aproxima um pouco dos anteriores III e III-A, embora neste caso, já se observe após a fase inicial fortemente compressível uma pequena reversão desta tendência.

No comportamento tipo V este fato é mais marcante, verificando-se uma considerável recuperação no ganho de resistência.

Nos tipos VI, VI-A e VII, as poro-pressões positivas desenvolvidas inicialmente são de baixa magnitude, podendo-se encontrar no tipo VI-A elevadas poro-pressões negativas na ruptura (A_{rup} entre -0,10 e -0,35).

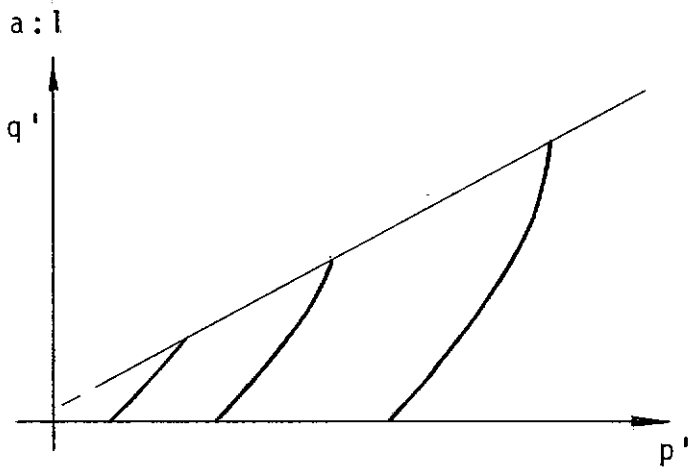
Os comportamentos tipo VI, VI-A e VII ocorrem normalmente em ensaios com confinantes menores que 2 kg/cm^2 , enquanto que os tipos V, V-A e V-B são comuns a ensaios com σ_3 superiores a estes níveis.

Praticamente todos os tipos de solos, compactados no campo ou em laboratório, apresentam os comportamentos VI, VI-A ou VII para baixas confinantes. Estes comportamentos, portanto, antecedem tanto os tipos III, III-A ou IV, como os comportamentos mais resistentes tipo V, V-A e V-B. Estes últimos, aliás, também foram observados em solos compactados no campo e em laboratório.

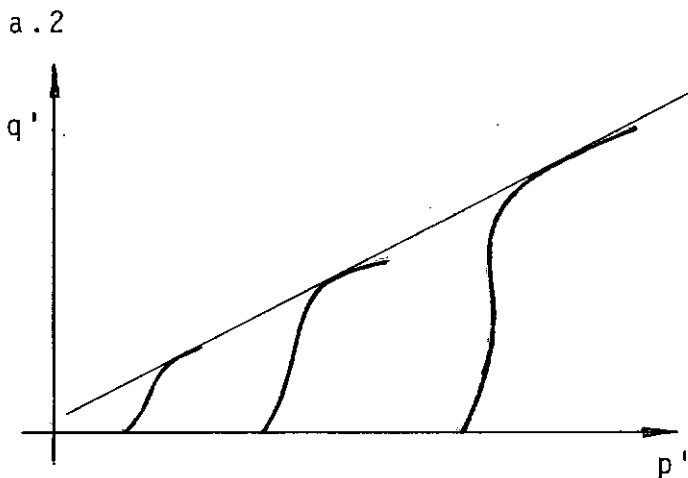
Em amostras compactadas no laboratório do solo de Porto Primavera - M.E. (colúvio laterítico arenoso), e em amostras provenientes do maciço de Tucuruí (colúvio pouco laterizado de basalto e colúvio de sedimentos da área 5) foram excepcionalmente verificados comportamentos tipo VI-A em ensaios com σ_3 desde $0,5$ até 8 kg/cm^2 (ver item VI.2.4 e Tabela 21 do Anexo 3).

Assim sendo, são verificadas frequentemente as seguintes sequências de comportamentos:

a) Ensaios \overline{UU} e \overline{CU}



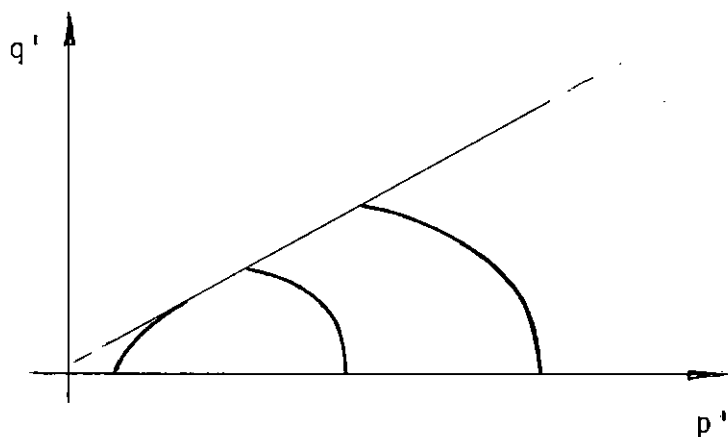
comum a ensaios em amostras moldadas em laboratório ou provenientes da compactação de campo, de diversos tipos de solos.



ocorre em ensaios \overline{UU} e \overline{CU} com amostras moldadas no campo, principalmente dos colúvios lateríticos de basalto de Itaipu.

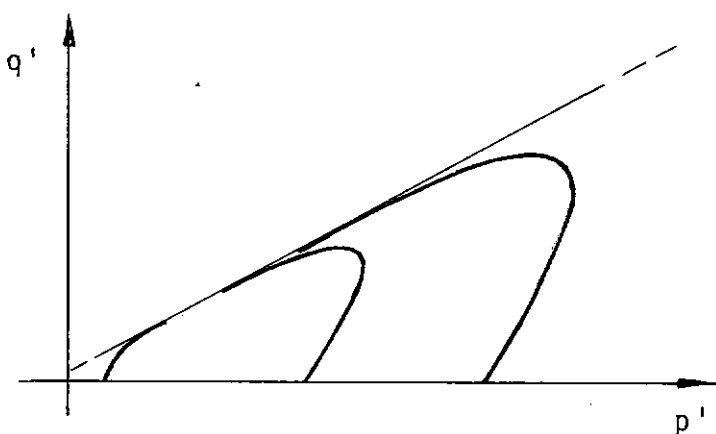
b) Ensaaios \overline{CU}_{sat}

b.1



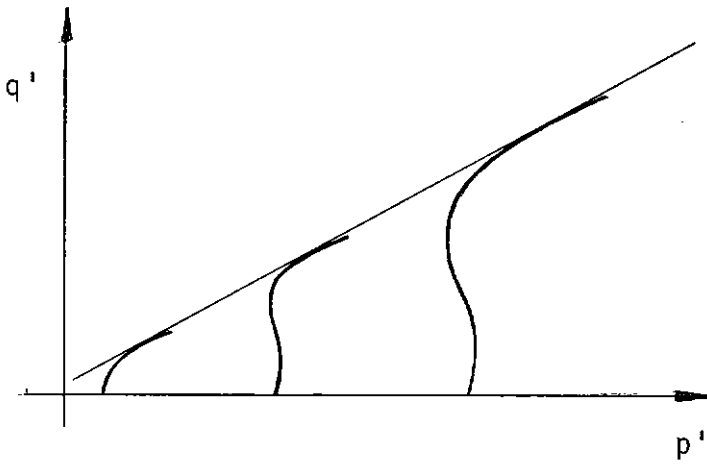
frequente em ensaios com amostras moldadas em laboratório de diversos tipos de solos.

b.2



sequência típica dos colúvios lateríticos arenosos e alguns ensaios de Itaipu (colúvio laterítico argiloso de basalto) e área 5 de Tucuruí (solo transportado) - apenas em amostras moldadas em laboratório.

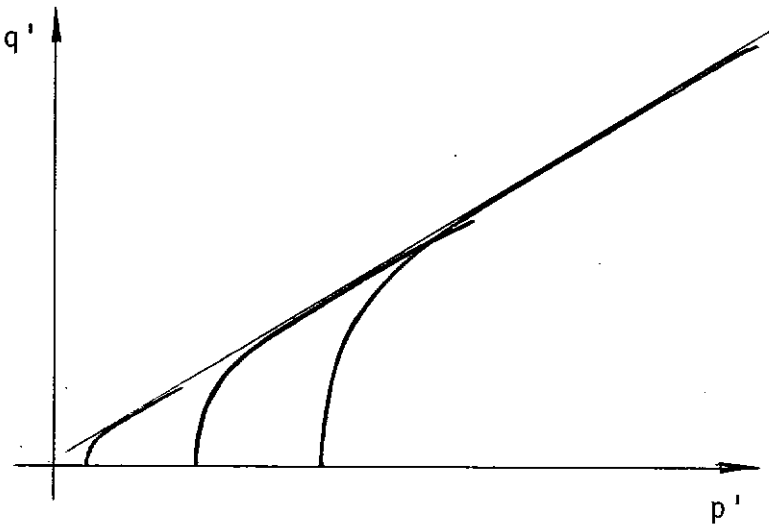
b.3



sequência observada

tanto em amostras compactadas no campo, como nas moldadas em laboratório de diversos tipos de solos.

b.4



sequência típica dos

colúvios lateríticos arenosos de Porto-Primavera - M.E. (amostras compactadas em laboratório e amostras indeformadas do maciço dos solos de Tucuruí (colúvio pouco laterizado de basalto e colúvio de sedimentos da área 4)).

Todos os ensaios drenados (CD ou CD_{sat}) obviamente apresentam trajetórias de tensões efetivas do tipo I, independentemente das tensões confinantes aplicadas e tipo de compactação da amostra.

VII.2 ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA

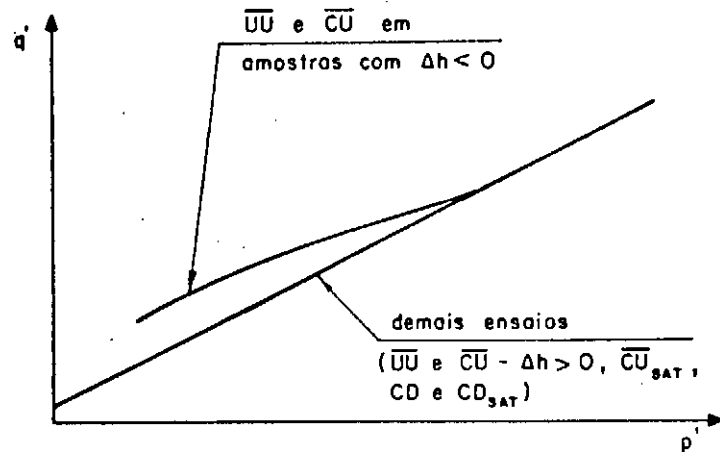
A Figura VII.2 resume as diferentes formas observadas para as envoltórias modificadas de resistência apresentadas no item VI.3.

A configuração do CASO A ocorre para a grande maioria dos solos analisados e caracteriza-se pela existência de um trecho superior da envoltória. Este trecho é formado pelos pontos de ruptura dos ensaios \overline{UU} e \overline{CU} , em amostras compactadas no ramo seco da curva de compactação, enquanto que os demais ensaios tendem a se alinhar à envoltória geral inferior.

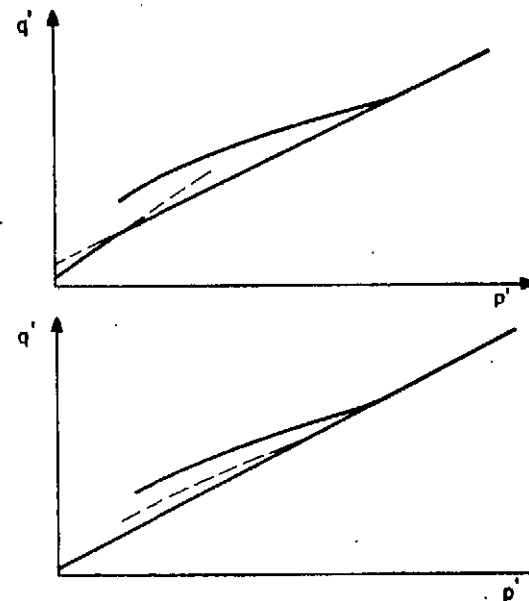
A existência deste trecho superior pode ser em parte analisada como decorrente dos fenômenos capilares que se desenvolvem quando o solo se encontra no estado aberto ($\Delta h < 0$ — ver item II.2.3.3) associados ao fenômeno de pré-adensamento imposto pelos esforços aplicados na compactação.

No Apêndice 3 é analisada a influência das imprecisões ocorridas na avaliação das poro-pressões desenvolvidas em ensaios não saturados, na magnitude obtida deste ganho de resistência. Verificou-se, por exemplo, que a ausência de medição da poro-pressão no ar tende a subestimar este valor, enquanto que a utilização de pedra porosa comum, no lugar da pedra porosa de alta pressão de borbulhamento, resulta em valores de $\Delta q'$ superestimados.

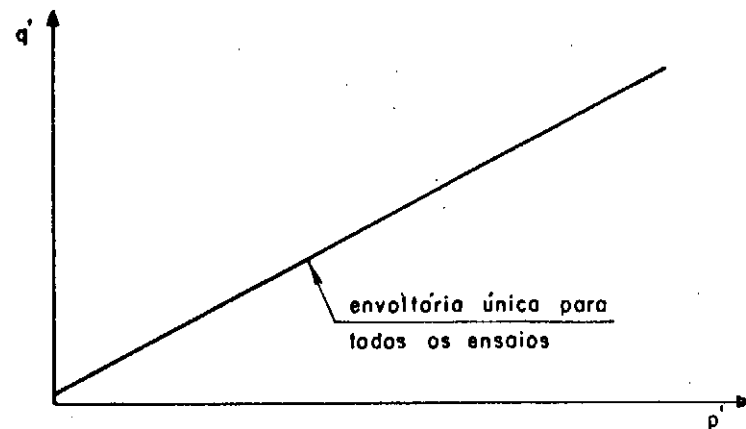
CASO A



Variantes



CASO B



CASO C

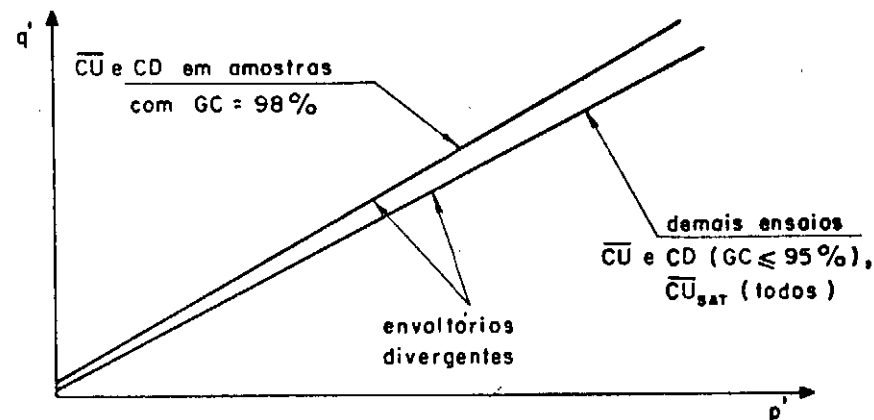


FIG. VII.2 - FORMAS DAS ENVOLTÓRIAS MODIFICADAS DE RESISTÊNCIA.

Em praticamente todos os solos que apresentaram envoltórias típicas do CASO A, o parâmetro grau de compactação, para os níveis usuais (GC entre 95 e 98% e em alguns casos 100%), não se mostrou determinante na definição dos diferentes trechos da envoltória. Também a resistência final não apresentou variações significativas face a estas diferenças de GC (ver item VI.4.1). Desta forma, caso haja interesse em realizar pesquisas sobre a influência deste parâmetro, devem ser ampliadas as faixas de estudo.

No colúvio laterítico arenoso de Porto Primavera - M.E., único solo a apresentar a envoltória do CASO C — observa-se maior influência do GC. Neste caso, ensaios \overline{CU} em amostras com GC = 98% desenvolveram resistências maiores que as observadas nos mesmos ensaios com 95% e 92%, definindo-se, inclusive, a ocorrência de uma envoltória superior divergente da inferior. Esta envoltória é formada a partir dos pontos de ruptura de todos os ensaios \overline{CU} e CD em amostras com GC = 98% e Δh variando de -1 a +0,5%, ao passo que a inferior é obtida pela reunião dos pontos de todos os ensaios \overline{CU}_{sat} e ainda os \overline{CU} e CD com GC = 95 e 92%. Ou seja: neste tipo de solo, o grau de compactação passa a ser o fator de maior interesse. Como abordado no item VI.4.1, ensaios \overline{CU} , em amostras com diferentes Δh deste solo, apresentam pontos de ruptura praticamente coincidentes.

O CASO B foi observado apenas nos solos de metassedimento de Tucuruí (solo saprolítico) e no colúvio laterítico arenoso de Porto Primavera - M.D..

Nos demais solos, onde verificaram-se envoltórias retilíneas únicas, na realidade não se dispõem de ensaios suficientes (ensaios \overline{UU} e/ou \overline{CU} com $\Delta h < 0$) para que se possa avaliar a existência ou não do trecho superior característico do CASO A.

Todas estas configurações, CASOS A, B e C, foram definidas com base em ensaios com confinantes de no máximo 10 kg/cm^2 . No solo de Emborcação (solo saprolítico de xisto e granito), foi possível observar um encurvamento da envoltória geral inferior, uma vez que neste solos dispunham-se de ensaios \overline{UU} e \overline{CU} com confinantes de até 15 kg/cm^2 (ver Figura VI.106).

Na maioria dos casos, a envoltória superior (seja no CASO A como no C), é formada por ensaios cujas trajetórias de tensões são dos tipos I e II (em menor número também do tipo V), ao passo que a envoltória geral inferior, devido à sua própria característica de reunir diferentes tipos de ensaios, pode ser composta pelas mais variadas formas de mobilização de resistência.

A partir desta característica geral da envoltória inferior, pode-se considerá-la como definidora de parâmetros de resistência intrínsecos ao solo, que independem da história de tensões, tipo de carregamento ou condições de compactação impostas ao solo.

Um aspecto bastante importante observado neste estudo é a constante unicidade da envoltória definida pelos ensaios $\overline{CU}_{\text{sat}}$. De fato, em todos os solos analisados, os pontos de ruptura des

tes ensaios, segundo o critério de $(\sigma_1'/\sigma_3')_{\max}$, alinharam-se com dispersões mínimas, definindo uma envoltória única, independentemente das condições de moldagem das amostras (GC e Δh) e da tensão confinante aplicada.

VII.3 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Neste item são apresentadas conclusões e recomendações relativas a aspectos dos comportamentos dos solos e dos ensaios triaxiais utilizados nas análises.

a) No tocante ao tipo de solo pode-se salientar o seguinte:

- nenhum comportamento típico (I a VII) é característico de apenas um tipo de solo; tanto no que se refere à origem do material, quanto às suas características de granulometria e plasticidade;
- em solos basicamente arenosos (% areia > 65%), variações na porcentagem de argila apresentam acentuada influência no comportamento desenvolvidos em ensaios \overline{CU}_{sat} . Por exemplo, ensaios em amostras compactadas em laboratório no colúvio laterítico arenoso de Porto Primavera (M.E.) forneceram comportamentos tipo VI-A, enquanto que o solo de Rosana (poço 110), nas mesmas condições, apresentou comportamento tipo IV. As porcentagens de argila dos dois materiais são 8% e 24%, respectivamente;

- conforme se tem verificado, a granulometria dos solos saprolíticos é grandemente influenciada pelo grau de destorroamento do material (ver ensaios de granulometria para o solo saprolítico de Nova Avanhandava - Figura IV.3).

Uma vez que os processos de compactação das amostras em laboratório são altamente destrutivos da estrutura original do material, ensaios triaxiais nestas amostras registram apenas o comportamento e a resistência do solo destorroadado.

Como no processo de compactação de campo, parte dos torrões e blocos ainda permanecem intactos, ressalta-se a importância da realização de ensaios triaxiais em corpos de prova de maiores dimensões, talhados a partir de blocos indeformados de aterros experimentais ou do maciço da barragem, a fim de que se possa fazer uma avaliação mais realista das resistências que estes solos venham a mobilizar.

b) Em relação à influência das condições de moldagem e tipo de compactação, chega-se às seguintes conclusões:

- nenhum comportamento típico pode ser associado a um determinado tipo de compactação de laboratório;
- em ensaios \overline{UU} e \overline{CU} , para a faixa de valores usuais de grau de compactação (entre 95 e 100%) não foram observadas diferenças significativas de comportamento e de resistências finais mobilizadas;

- nos mesmos ensaios, as influências de Δh são mais sensíveis, verificando-se em amostras moldadas no ramo úmido, maiores desenvolvimentos de poro-pressões;
- normalmente nos ensaios $\overline{C\bar{U}}_{sat}$ não se verificam variações significativas de comportamento face a mudanças no GC e Δh das amostras. O tipo de compactação (campo ou laboratório) é, contudo, bastante determinante no comportamento desenvolvido, podendo-se verificar comportamentos completamente distintos em amostras com mesmos GC e Δh ;
- somente para o solo saprolítico de gnaiss de Euclides da Cunha encontram-se disponíveis ensaios $\overline{U\bar{U}}$ em amostras provenientes da compactação de campo, tendo-se observado neste caso, que tanto as amostras indeformadas como as moldadas em laboratório, apresentam comportamentos semelhantes;
- dentre os tipos de compactação realizados em laboratório, a compactação por pisoteamento é a mais representativa da compactação de campo através dos rolos pède-carneiro e de pneus, conforme pesquisa de CASAGRANDE e HIRSCHFELD na década de 60. Com a recente utilização em maior escala dos rolos "tamping", torna-se necessário verificar o tipo de moldagem em laboratório que melhor se adapta à compactação com este equipamento. Um primeiro passo neste sentido seria incor

porar a rotina da obra, a elaboração de curvas de compactação de campo, para posterior comparação com os diversos tipos de compactação em laboratório;

- as especificações para moldagem de corpos de prova em laboratório normalmente determinam pares de valores de γ_s e h que não coincidem com a curva de compactação do material. Assim, o que se avalia, na realidade, é a resistência ao cisalhamento de um material cuja estrutura pouco tem a ver até mesmo com a obtida através da aplicação da energia Normal. Seria, portanto, muito interessante a realização de ensaios com corpos de prova em condições de moldagem coincidentes com a curva de compactação, a fim de que se pudesse estimar a influência deste fato.

c) Aspectos ligados aos tipos de ensaios triaxiais e metodologias utilizadas na sua execução:

- observa-se que o tipo de ensaio (\overline{UU} , \overline{CU} , \overline{CU}_{sat} ou CD e CD_{sat}) é um fator importante no desenvolvimento de um determinado tipo de comportamento;
- as maiores diferenças observadas entre os ensaios \overline{UU} e \overline{CU} se devem aos valores de poro-pressões iniciais desenvolvidas nos ensaios não adensados. Em geral, quando $u_0 \approx 0$, as trajetórias de tensões efetivas nos dois

ensaios têm praticamente a mesma forma, observando-se valores de resistências finais bastante próximos.

Nos casos de elevados u_0 , além da natural menor resistência final dos ensaios \overline{UU} , observa-se também nestes ensaios um maior desenvolvimento de poro-pressão em relação aos ensaios \overline{CU} (ver exemplos nas Figuras VI.20 e VI.21).

Nestes casos seria importante averiguar as causas dos elevados valores de u_0 , verificando se são decorrentes dos procedimentos adotados nos ensaios ou da natureza do solo (solo expansivo, por exemplo), e avaliando-se a possibilidade deste fato vir a ocorrer no campo.

- Quanto à decisão de se realizar ensaios \overline{UU} ou \overline{CU} deve-se levar em conta que o tipo de solicitação imposta aos ensaios \overline{UU} é muito conservativa, sendo possivelmente mais realista a avaliação da resistência através de ensaios \overline{CU} . Além deste fato, é importante considerar que as avaliações de poro-pressão realizadas pelos ensaios \overline{UU} são mais imprecisas que as efetuadas nos \overline{CU} , devido a fatores como: velocidade do ensaio, maior presença de ar no corpo de prova e presença de u_0 induzido pelas técnicas de laboratório.

- No que se refere aos ensaios \overline{CU}_{sat} , caso sejam verificados em amostras compactadas em laboratório, comportamentos "preocupantes" dos tipos III, III-A e principalmente do tipo IV, torna-se importante avaliar a mobilização de resistência com base em ensaios realizados sobre amostras provenientes da com-

pactação de campo para confirmação ou não destas tendências.

Considerando que no campo o solo é primeiramente compactado e adensado anisotropicamente e só posteriormente saturado, seria interessante reproduzir, ainda que aproximadamente, estas condições de solicitação na execução dos ensaios \overline{CU}_{sat} .

Considere-se ainda que, em certas solicitações de campo (caso do rebaixamento), a pressão confinante decresce em maior proporção que a tensão axial.

- Em ensaios \overline{CU}_{sat} que geraram comportamentos tipo VI-A, só foi possível medir poro-pressões da ordem de até menos 7 kg/cm², sem que ocorresse cavitação, face à utilização da técnica de saturação do corpo de prova através da aplicação de elevadas contra-pressões.

No campo, este tipo de comportamento muito provavelmente não chegaria a se desenvolver com tal intensidade, face à potencial cavitação da água existente nos vazios do solo.

Em casos de aplicação, estes valores finais devem ser criteriosamente avaliados, utilizando-se talvez como resistência final o S_u correspondente a poro-pressões em torno de -1 kg/cm². A fixação deste valor também é passível de questionamento, uma vez que devido às tensões osmóticas (ver Capítulo II) desenvolvidas nos solos, os valores de sucção podem ser superiores àque

les resultantes das tensões capilares (sucção = soma dos fenômenos capilares + fenômenos osmóticos, ver ROMO et alii (62)).

d). Envoltórias de resistência:

- a primeira constatação de caráter geral é que a metodologia na programação de ensaios tem como resultado, em muitos casos, uma concentração de pontos na faixa de p' iguais a 2 a 10 kg/cm², enquanto que no trecho próximo à origem e para p' entre 10 e 16 kg/cm² dispõem-se de poucas informações (ver, por exemplo, Figuras VI.77, VI.79, VI.87, VI.89, VI.90, VI.92, VI.95, VI.96, VI.103 e VI.104);
- especificamente nos casos de ensaios \overline{CU}_{sat} , onde a influência dos parâmetros usuais de moldagem ($GC = 95$ a 98% e $\Delta h = \pm 0,10 h_{ot}$) na definição da envoltória de resistência é praticamente nula, não parece ser justificável a execução de tantos ensaios saturados.

Neste caso ao invés de se repetir a programação rotineira proposta para os ensaios \overline{UU} e \overline{CU} poder-se-ia estudar variantes do ensaio \overline{CU}_{sat} conforme discutido anteriormente;

- no que se refere à utilização das envoltórias para análise de estabilidade, o trecho superior definido nos casos A e C (ver Figura VII.2), deve ser utilizado apenas nos casos de final de construção e de regime per

manente a jusante e desde que se possam garantir no aterro as condições de compactação representadas em laboratório.

Para os demais casos recomenda-se a utilização da envoltória geral inferior, uma vez que ela engloba uma extensa gama de comportamentos;

- adicionalmente à escolha dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, torna-se necessário prever as poro-pressões durante o período construtivo. Para esta finalidade, os ensaios PN, apesar das limitações, têm se mostrado os mais adequados;
- na análise interpretativa dos resultados de ensaios triaxiais considera-se muito importante não só a representação de todos os pontos de ruptura num mesmo gráfico do tipo $p' - q'$, como também a inclusão neste gráfico de algumas trajetórias de tensões efetivas características dos diversos ensaios realizados. Desta forma, além da definição dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, é possível obter uma visão geral das formas de mobilização de resistência deseenvolvidas nos diferentes ensaios.

BIBLIOGRAFIA CITADA

- (1) BCOLD.Publications Committee, "Main brazilian dams-design, construction and performance", 1982.
- (2) BERTOLUCCI, J.C.F., "Propriedades de engenharia dos solos residuais de biotita-gnaiss compactados", Tese M.Sc. PUC, Rio de Janeiro, 1975.
- (3) BISHOP, A.W., "The principal of effective stresses", Norwegian Geotechnical Institute, pub. nº 32, 1960. Em Mitchell, 1976.
- (4) BISHOP, A.W., ALPAN, I., BLIGHT, G.E. e DONALD, I.B., "Factors controlling the strength of partly saturated cohesive soils", Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, University of Colorado - ASCE, Boulder, Colorado, 1960.
- (5) BISHOP, A.W. e BLIGHT, G.E., "Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils", Geotechnique 13, nº 3, 1963. Em Küpper, A.M.A.G., 1983.
- (6) CASAGRANDE, A. e HIRSCHFELD, R.C., "Stress-deformation and strength characteristics of a clay compacted to a constant dry unit weight", Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, University of Colorado - ASCE, Boulder, Colorado, 1960.

- (7) CESP, LCEC, relatório "S-06/76 - Ensaaios geotécnicos sobre amostra deformada extraída da área de empréstimo 4 - areia argilosa das barragens de terra da Usina de Tucuruí - Estado do Pará", 1976.
- (8) CESP, LCEC, relatório "S-18/76 - Ensaaios geotécnicos sobre amostras deformadas extraídas da área de empréstimo 5 (areia argilosa) das barragens de terra da Usina de Tucuruí - Estado do Pará", 1976.
- (9) CESP, LCEC, relatório "S-21/76 - Ensaaios geotécnicos especiais sobre amostras deformadas da área de empréstimo A1 - Usina de Itaparica - Rio São Francisco - Estados da Bahia e Pernambuco", 1976.
- (10) CESP, LCEC, relatório "S-29/76 - Ensaaios geotécnicos especiais sobre amostras deformadas da área de empréstimo B - Usina de Itaparica - Rio São Francisco - Estados da Bahia e Pernambuco", 1976.
- (11) CESP, LCEC, relatório "S-06/77 - Ensaaios geotécnicos sobre amostra deformada da área de empréstimo IG-2 - Usina Hidrelétrica de Emborcação - Rio Paranaíba - MG", 1977.

- (12) CESP, LCEC, relatório "S-36/77 - Ensaaios geotécnicos especiais preliminares sobre amostras deformadas representativas dos materiais das áreas de empréstimo das margens direita e esquerda da Usina de Porto Primavera - eixo II", 1977.
- (13) CESP, LCEC, relatório "S-36/78 - Ensaaios geotécnicos sobre amostra deformada representativa de solos saprolíticos extraída da área de empréstimo da margem esquerda de Nova Avanhandava - S.Paulo", 1978.
- (14) CESP, LCEC, relatório "S-09/79 - Ensaaios geotécnicos especiais sobre amostra deformada extraída das áreas de empréstimo da margem esquerda da Barragem Três Irmãos - Rio Tietê - SP", 1979.
- (15) CESP, LCEC, relatório "S-15/79 - Ensaaios geotécnicos especiais sobre amostras indeformadas extraídas de aterros experimentais, executados com saprolito jovem e maduro ocorrentes na antiga área de empréstimo A2 (área exaurida), Usina de Euclides da Cunha - Rio Pardo - São Paulo", 1979.
- (16) CESP, LCEC, relatório "S-16/79 - Ensaaios geotécnicos especiais e de caracterização sobre amostras deformadas dos empréstimos da barragem de terra da Usina de Euclides da Cunha - Rio Pardo - São Paulo (área 1 - amostras 1, 2 e 3 e área exaurida)", 1979.

- (17) CESP, LCEC, relatório "S-33/79 - Ensaaios geotécnicos especiais sobre as amostras A e B representativas das áreas de empréstimo margem direita e esquerda da Usina de Porto Primavera - Rio Paranã - SP", 1979.
- (18) CESP, LCEC, relatório "S-64/80 - Ensaaios geotécnicos especiais sobre amostras deformadas extraídas da área de empréstimo margem direita da Usina de Rosana - Rio Paranapanema - Estado de São Paulo", 1980.
- (19) CESP, LCEC, relatório "S-05/81 - Ensaaios geotécnicos especiais sobre amostras deformadas extraídas da área de empréstimo margem esquerda da Usina de Rosana - Rio Paranapanema - Estado de São Paulo - área Z poços P-210, P-224 e P-225", 1981.
- (20) CESP, LCEC, relatório "S-36/81 - Prospeções e ensaios geotécnicos sobre materiais de fundação e empréstimos - eixo São José - Aproveitamento do Alto Pardo", 1981.
- (21) CESP, LCEC, relatório "S-37/81 - Prospeções e ensaios geotécnicos sobre materiais da fundação e empréstimo - eixo Barreiro - Aproveitamento do Alto Rio Pardo", 1981.

- (22) CESP, LCEC, relatório "S-49/81 - Ensaaios geotécnicos especiais sobre amostra representativa das áreas de empréstimo da barragem de terra de Barreiro - aproveitamento hidrelétrico do Alto Rio Pardo - Projeto de viabilidade", 1981.
- (23) CESP, LCEC, relatório "S-51/81 - Ensaaios geotécnicos especiais sobre amostra representativa das áreas de empréstimo da barragem de terra de São José - aproveitamento hidrelétrico do Alto Rio Pardo - Projeto de viabilidade", 1981.
- (24) CESP, LCEC, relatório "S-57/81 - Prospeção e ensaios geotécnicos sobre materiais da fundação e empréstimos da Barragem JR-1 - Rio Juquiã - aproveitamento dos recursos hídricos da Bacia do Rio Juquiã", 1981.
- (25) CESP, Laboratório Central de Engenharia Civil - Ilha Solteira, "S-23/82 - Prospeção e ensaios geotécnicos sobre materiais da fundação e empréstimos da barragem B-2 - Rio Juquiã - aproveitamento dos recursos hídricos da Bacia do Rio Juquiã", 1982.
- (26) CESP, LCEC, relatório "S-46/82 - Ensaaios geotécnicos especiais sobre amostras indeformadas extraídas dos aterros experimentais de solos saprolíticos de basalto - Usina Nova Avanhandava - Rio Tietê - Estado de São Paulo", 1982.

- (27) CESP, LCEC, relatório "S-56/82 - Aproveitamento Tietê Médio Superior - Eixo Baguari - ensaios geotécnicos especiais sobre amostra deformada das áreas de empréstimo", 1982.
- (28) CESP, LCEC, relatório "S-02/83 - Aproveitamento dos recursos hídricos da Bacia do Rio Juquiã - eixos LH1, B4, C4, C3, BJ3, JR-1, CH-2, GC-2, GD-3, SR-5, GD-4, GD-6, LH-3, LH-6 - ensaios geotécnicos especiais sobre amostras deformadas de alteração de migmatito", 1983.
- (29) CESP, LCEC, relatório "S-33/83 - Aproveitamento hidrelétrico de Rosana - ensaios geotécnicos especiais sobre amostras indeformadas extraídas da estaca 24 do aterro da margem direita", 1983.
- (30) CRUZ, P.T., "Materiais de construção", Relato Geral - Tema I, Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná, vol. IB, São Paulo, 1983.
- (31) CRUZ, P.T., "Propriedades de engenharia de solos residuais compactados da região centro-sul Brasil", vol. I, publ. EPUSP, São Paulo, 1967.
- (32) CRUZ, P.T., "Propriedades de engenharia de solos residuais compactados da região centro-sul Brasil", vol. II, publ. EPUSP, São Paulo, 1969.

- (33) DAVIES, J.T. e RIDEAL, E.K., "Interfacial phenomena", 2nd ed., Academic Press, Nova York, 1963. Em Marsal (1979-b).
- (34) ELN - Laboratório de Tucuruí - folhas de ensaios triaxiais realizados para a barragem de Tucuruí, 1982.
- (35) ELETRONORTE - "Relatório Tuc-40.7845-RE - Área de empréstimo e fundações - resultados de ensaios de laboratório - Tucuruí".
- (36) ENGEVIX-THEMAG, desenho "Barragem de terra - margem esquerda - áreas de empréstimo n^{os} 1 e 2C - características geotécnicas (solo de metassedimento)".
- (37) ENGEVIX-THEMAG, desenho "Barragem de terra - margem esquerda - áreas de empréstimo n^{os} 2A, 2B, 10 e CAP. PED. C - características geotécnicas (solos de basalto)".
- (38) ENGEVIX-THEMAG, desenho "Barragem de terra - margem direita - áreas de empréstimo n^{os} 3 e 4 - características geotécnicas (solo coluvionar)".
- (39) ENGEVIX-THEMAG, desenho "Barragem de terra - margem direita - área de empréstimo n^o 5 - características geotécnicas (solo coluvionar)".

- (40) FREDLUND, D.G., MORGENSTERN, N.R. e WIDGER, R.A.,
"Shear strength of unsaturated soils", Canadian
Geotechnical Journal, vol. 15, 1978. Em Ho e
Fredlund (1982).
- (41) FREITAS JÚNIOR, M.S., "Limites de consistência: correla-
ções e causas principais de erros de interpretações",
V.Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, São Pau-
lo, 1974. Em Santos, O.G., 1983.
- (42) HILLEL, D., "Soil and water: physical principals and
processes", Academic Press, New York, 1971. Em Marsal
(1979-b).
- (43) HO, D.Y.F. e FREDLUND, D.G., "Increase in strength due to
suction for two Hong-Kong soils", Special Conference
on Engineering and Construction in Tropical Residual
Soils, ASCE, Havaí, 1982.
- (44) ITAIPU BINACIONAL, "Relatório S.09/79 - Argila plástica da
área de empréstimo Pomba-Quê - estudo geotécnico espe-
cial - ensaios triaxiais e de adensamento", 1979.
- (45) ITAIPU BINACIONAL, "Relatório S.01/82 - Barragem de terra
e de transição - M.E. - maciço de argila plástica -
relatório final", 1982.

- (46) KÜPPER, A.M.A.G., "Características tensão x deformação x resistência de uma amostra da argila vermelha do terciário de São Paulo", Tese de Mestrado, PUC-RJ, 1983.
- (47) LADD, C.C., "Mechanisms of swelling by compacted clay", Highway Research Board, Annual Meeting, 1959. Em Seed et alii (1960).
- (48) LAMBE, T.W., "The engineering behavior of compacted clays", ASCE Proceedings paper 1655, 1958. Em Seed et alii (1960).
- (49) LAMBE, T.W., "The structure of compacted clay", ASCE Proceedings paper 1654, 1958. Em Seed et alii (1960).
- (50) LAMBE, T.W., e WHITMAN, R.V., "Soil mechanics", John Wiley & Sons, Inc., New York, 1969.
- (51) LEE, K.L. e HALEY, S.C., "Strength of compacted clay at high pressure", Journal of Soil Mechanics and Foundation Division - SM-6, ASCE, 1968.
- (52) MARSAL, R.J., "Analises de conocimientos sobre suelos cohesivos compactados", Proceedings 6th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol I, Lima, 1979.

- (53) MARSAL, R.J., "Influencia de grumos e granos porosos en las propiedades de suelos cohesivos", não publicado, 1982. Em Montenegro (1983).
- (54) MARSAL, R.J., "Report on the contributions to session IV: properties of compacted soils", Proceedings of the 6th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation engineering, vol. III, Lima, 1979.
- (55) MARSAL, R.J. e FUENTES DE LA ROSA, A., "Mechanical properties of rockfill-soil mixtures", Proc. XII ICOLD, México, 1976.
- (56) MELLIOS, G.A., "Metodologia de ensaios e dados de resistência à tração de vários solos compactados", Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná, São Paulo, 1983.
- (57) MELLO, V.B.F. de, "Reflections on design decisions of practical significance to embankment dams", 17th Rankine Lecture, Geotechnique, vol. XXVII, 1977. Em Cruz (1983).
- (58) MITCHELL, J.K., "Fundamentals of soil behavior", University of California, Berkeley, John Wiley & Sons, Inc., 1st Ed., 1976.

- (59) MONTENEGRO, M.S., "Relação entre as propriedades de um solo e as suas frações constituintes", Tese de Mestrado, Deptº Engenharia Civil, PUC, Rio de Janeiro, 1983.
- (60) MORGENSTERN, N.R., "Contribution to panel discussion session IV - properties of compacted soils", Proc. 6th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. III, Lima, 1979.
- (61) MORI, R.T., "Propriedades de engenharia de solos saprolíticos", Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná, vol. I-A, São Paulo, 1983.
- (62) ROMO, M.P., MENDOZA, M. e YANES, M., "Influence of Microstructure on the section developed by a compacted soil", Proc. 6th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. II, Lima, 1979.
- (63) SANTOS, O.G., "Considerações sobre o emprego de solos residuais maduros, coluviais e aluviais da bacia do Alto Paraná, na construção de maciços compactados", Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná, vol. I-A, São Paulo, 1983.
- (64) SEED, H.D. e CHAN, C.K., "Undrained strength of compacted clays after soaking", Proc. ASCE, vol. 85, n° SM6, paper 2293, 1959. Em Seed et alii (1960).

- (65) SEED, H.D. e CHAN, C.K., "Structure and strength of compacted clays", Proc. ASCE, vol. 85, nº SM5, paper 2216, 1959.
- (66) SEED, H.B., MITCHELL, J.K., CHAN, C.K., "The strength of compacted cohesive soils", Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, University of Colorado, ASCE, Boulder, 1960.
- (67) SONDOTÉCNICA S.A., "Barragem do Rio Manso - relatório completo dos ensaios geotécnicos - Tomo VIII", 1976.
- (68) SONDOTÉCNICA S.A., "EG-01063.0/LAB.01 - Ensaaios em solos da Usina Hidrelétrica de Santa Isabel - relatório final", 1983.
- (69) SONDOTÉCNICA S.A., "Estudos e projetos executivos da barragem de Chapêu d'Uvas e da canalização do rio Paraíba entre Benfica e a barragem de Chapêu d'Uvas - estudos e projetos dos materiais da construção - tomo 4", 1974/75.
- (70) SONDOTÉCNICA S.A., "Estudos e projetos executivos da Barragem de Chapêu d'Uvas e da canalização do rio Paraíba entre Benfica e a barragem de Chapeu d'Uvas - estudos e projetos dos materiais de construção - tomo 6", 1974/1975.

- (71) SONDOTÉCNICA S.A., "Estudos e projetos executivos da barragem de Chapêu d'Uvas e da canalização do rio Paraibuna entre Benfica e a barragem de Chapêu d'Uvas - projeto executivo da barragem - memória justificativa", 1974/1975.
- (72) SONDOTÉCNICA S.A., "Resultados dos ensaios de laboratório - vol. 1 - área de empréstimo JT-5 - solo transportado - ensaios de rotina", U.H.E. Manso, relatório MAN-10-1304 RE, 1983.
- (73) SONDOTÉCNICA S.A., "Resultados dos ensaios de laboratório - vol. 2 - área de empréstimo JT-5 - solo transportado - ensaios especiais", U.H.E. Manso, relatório MAN-10-1305 RE, 1983.
- (74) SONDOTÉCNICA S.A., "Resultados dos ensaios de laboratório - vol. 4 - área de empréstimo JT-3", U.H.E. Manso, relatório MAN-10-1307-RE, 1983.
- (75) SONDOTÉCNICA S.A., "Resultados das investigações geológico-geotécnicas de campo - vol. 3 - perfis individuais - parte III", U.H.E. Manso, relatório MAN-10-1426, 1983.
- (76) TERZAGHI, K., "The shearing resistance of saturated soils", Proc. 1st International Conference on Soil Mechanics, vol. I. Em Mitchell (1976) e Terzaghi e Peck, (1948).

OUTRAS PUBLICAÇÕES CONSULTADAS

- ITAIPU BINACIONAL, Laboratório de Solos, relatório "Métodos de execução dos ensaios especiais", 1983.
- LITTLE, A.L., "The use of tropically-weathered soils in the construction of earth dams" - III Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. I, Haifa, 1967.
- LOWE III, J. e JOHNSON, T.C., "Use of back pressure to increase degree of saturation of triaxial test specimens", Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, University of Colorado - A.S.C.E., Boulder, Colorado, 1960.
- LOWE III, J. e KARAFIATH, L., "Effect of anisotropic consolidation on the undrained shear strength of compacted clays", Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, University of Colorado, ASCE, Boulder, Colorado, 1960.
- MADU, R.M., "Some nigerian residual soils - their characteristics and relative road building properties on a group basis", Sixth Regional Conference for Africa, vol. I, Durban, 1975.

- MELLO, V.F.B., "Comportamento de materiais compactados à luz de experiência em grandes barragens", Geotecnia, nº 34, 1982.
- BISHOP, A.W., "The measurement of pore-pressure in the triaxial test", Proceedings of Conference on Pore Pressure and Suction in Soils, Butterworth, London, 1960.
- COSTA FILHO, L.M., MORI, R.T., BERTOLUCCI, J.C.F., "Geotechnical properties of compacted residual soils derived from gneiss", IV Congress International Association of Engineering Geology, New Delhi, 1982.
- CRUZ, P.T., "Engineering properties of some residual compacted soils", Proc. of the ICSMFE, 1969.
- CRUZ, P.T., "Shear strength characteristics of some residual compacted clays", Prof. of the 2nd COPAMSEF, 1963.
- GRAFT-JOHNSON, J.W.S., "Laterite soils in road construction", Sixth Regional Conference for Africa, vol. I, Durban, 1975.
- GRIM, R.E. e BRADLEY, W.F., "Clay mineral composition and properties of deep residual soils from S. Paulo, Brazil", Proceedings of the 2nd Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. I, São Paulo, Rio de Janeiro e Belo Horizonte, 1963.

- MITCHELL, J.K., SITAR, N., "Engineering properties of tropical residual soils", Geotechnical Specialty Conference on Engineering and Construction in Tropical and Residual Soils, ASCE, Honolulu, Hawaii, 1982.
- MORI, R.T., KOMESU, I., NAKAO, H., "Análise comparativa entre dois métodos de controle de compactação de solos argilosos", XI Seminário Nacional de Grandes Barragens, Fortaleza, 1976.
- SEED, H.B. e CHAN, C.K., "Structure and strength characteristics of compacted clays", Journal of the ASCE - SM5, 1959.
- SOUZA PINTO, C., "Resistência ao cisalhamento dos solos", Publicação da EPUSP.
- TERZAGHI, K. e PECK, R.B., "Soil mechanics in engineering practice"; John Wiley & Sons, Inc., New York, 2nd Ed., 1948.
- VARGAS, M., "Engineering properties of residual soils from south-central region of Brazil", Proceedings of the 2nd International Conference of the International Association of Engineering Geology, S. Paulo, Brazil, vol. I.

ANEXO 1 - CARACTERIZAÇÃO DAS AMOSTRAS
UTILIZADAS NOS ENSAIOS
TRIAXIAIS

ANEXO 1 - NOTAS

- 1) Todos os valores listados referem-se a ensaios realizados sobre amostras deformadas da jazida e compactadas em laboratório, exceto quando indicado em contrário. "Amostras indeformadas" são provenientes de blocos extraídos do maciço.
- 2) Em geral, os parâmetros $\gamma_{sm\bar{a}x}$ e $h_{\bar{o}t}$ são obtidos de acordo com a metodologia de ensaio proposta pela MB-33 da ABNT. Os ensaios realizados sem reuso de material, estão assinalados por "comp. s/reuso" na coluna "OBSERVAÇÕES".
- 3) Quando são apresentados os valores de $\gamma_{sm\bar{a}x}$ e $h_{\bar{o}t}$ com e sem reuso de material, foram lançados nas tabelas, em primeiro lugar, os valores utilizados para a moldagem dos corpos de prova dos ensaios triaxiais.
- 4) Denomina-se por "granulom. especial" a granulometria realizada em solos saprolíticos segundo os procedimentos indicados no item IV.2.2.
- 5) As porcentagens de argila, silte e areia indicadas referem-se à nomenclatura proposta pela Classificação Unificada - USCS:

$$\% \text{ arg} = \% \leq 2\mu$$

$$2\mu < \% \text{ silte} \leq \# 200$$

$$\# 200 < \% \text{ areia} < \# 4$$

TABELA 1 - COLÚVIOS LATERÍTICOS ARGILOSOS

BARRAGEM	ROCHA DE ORIGEM	LIMITES (%)		GRANULOMETRIA			COMPACTAÇÃO (P.N.)		δ (g/cm ³)	OBSERVAÇÕES	REFER. BIBL.
		LL	IP	% arg. ($< 2\mu$)	% silte	% areia	h _{ót} (%)	$\gamma_{sm\bar{a}x}$ (g/cm ³)			
ITAIPU (ja- zida Pomba- Quê)	BASALTO	65 a 67	24 a 29	75	15	10	31,4	1,403	-	comp. s/reuso -	(44)
		50 a 64	25 a 37	72 a 82	12 a 23	4 a 6	26,6 a 31,5	1,462 a 1,538	2,82 a 2,92	am. indef.; comp. s/reuso	(45)
TRES IRMÃOS (poço P3-J4-14)		74	42	66	11	23	30,1	1,451	2,84		(14)
EUCLIDES DA CUNHA (área 1-am.1)	GNAISSE	73	35	48	18	34	23,3 23,6	1,517 1,552	2,75	comp. s/reuso	(16)
		62 a 76	29 a 36	50 a 70	20*	25 a 35*	24 a 32*	1,38 a 1,55*	2,55 a 2,88		(2)
Aproveit. do rio Juquiã; eixo B-2	MIGMATITO	66	31	42 a 47	32 a 31	26 a 22	25,6	1,547	2,80		(28)

TABELA 2 - COLÚVIOS LATERÍTICOS ARENOSOS

BARRAGEM	ROCHA DE ORIGEM	LIMITES (%)		GRANULOMETRIA			COMPACTAÇÃO (P.N)		δ (g/cm ³)	OBSERVAÇÕES	REFER. BIBL.
		LL	IP	% arg. ($< 2\mu$)	% silte	% areia	h _{0t} (%)	$\gamma_{s\max}$ (g/cm ³)			
P. PRIMAVERA (M.E.)	ARENITO	NP	NP	8	14	78	9,8 9,9	1,980 1,996	2,69	comp. s/reuso	(12)
P. PRIMAVERA (M.D.)		121	7	20	14	66	10,0 9,8	2,017 2,011	2,71	comp. s/reuso	(12)
ROSANA-M.D. (poço 104)		26	12	30	13	57	11,4 11,5	1,958 1,936	2,71	comp. s/reuso	(18)
(poço 110)		24	10	24	8	68	9,7 9,5	1,992 2,006	2,69	comp. s/reuso	(18)
(poço 112)		33	14	36	15	49	13,3 13,1	1,870 1,866	2,75	comp. s/reuso	(18)
(estaca 24): am. 1		30	18	30	7	63	10,8 11,4	1,944 1,947	2,71	comp. s/reuso	(29)
am. 2		28	14	30	7	63	11,1 11,3	1,951 1,952	2,70	comp. s/reuso	(29)

TABELA 3 - COLÚVIOS POUCO LATERIZADOS

BARRAGEM	ROCHA DE ORIGEM	LIMITES (%)		GRANULOMETRIA			COMPACTAÇÃO (P.N)		δ (g/cm ³)	OBSERVAÇÕES	REFER. BIBL.
		LL	IP	% arg. ($< 2\mu$)	% silte	% areia	h _{ót} (%)	$\gamma_{sm\bar{a}x}$ (g/cm ³)			
ITAPARICA (área B) (área A-1)	ARGILITO	56	36	43	27	30	22,6	1,633	-		(9)
		71	41	28	63	9	28,2	1,456	-		(10)
TUCURUI (área 2A)	BASALTO	78	42	64	21	15	32,0	1,42	2,90	am. def. PI-2-01	(37)
		74	39	70	15	15	28,5	1,51	2,88	am. indef. TSE-01	
		81	45	75	15	10	31,0	1,43	2,88	am. indef. TSE-02	
SANTA ISABEL	MICAXISTO	67	33	55	38	7	28,1	1,474	2,70		(68)

TABELA 4 - SOLOS SAPROLÍTICOS

BARRAGEM	ROCHA DE ORIGEM	LIMITES (%)		GRANULOMETRIA			COMPACTAÇÃO (P.N)		δ (g/cm ³)	OBSERVAÇÕES	REFER. BIBL.
		LL	IP	% arg. ($< 2\mu$)	% silte	% areia	h _{ót} (%)	$\gamma_{sm\bar{a}x}$ (g/cm ³)			
NOVA AVANH. (poço PE- J1-12)(M.E.)	BASALTO	86	31	56	35	9	39,4 38,0	1,259 1,280	3,02	comp. s/reuso	(13)
NOVA AVANH. (M.E. - aterro ex- perimental)	BASALTO	76	37	40	AMOSTRAS INDEFORMADAS		34,0	1,412	3,00	nº 3644 - s/reuso	(26)
		71	37	0			29,7	1,475	2,94	granulom.especial	
		71	38	48	38	14	31,3	1,438	2,97	nº 3645 - s/reuso	
				0	20	80			2,95	granulom.especial	
				38	47	15			2,96	nº 3648 - s/reuso	
				0	22	78			2,94	granulom.especial	
		75	34	48	40	10	32,2	1,437	3,01	nº 3649 - s/reuso	
				0	28	47			3,00	granulom.especial	
MANSO (jazida JT-3)	FILITO	45 a 71	18 a 26	8 a 19	71 a 87	3 a 14	21 a 26	1,52 a 1,65	2,67 a 2,72	comp. s/reuso	(74)
EUCLIDES DA CUNHA (área 1, am.2)	GNAISSE	54	20	20	43	36	20,8 20,1	1,635 1,630	2,77	comp. s/reuso	(16)
(área 1, am.3)		50	21	15	39	42	18,5 18,0	1,656 1,693	2,72	comp. s/reuso	(16)

TABELA 4 - Continuação

BARRAGEM	ROCHA DE ORIGEM	LIMITES (%)		GRANULOMETRIA			COMPACTAÇÃO (P.N)		δ (g/cm ³)	OBSERVAÇÕES	REFER. BIBL.
		LL	IP	% arg. ($< 2\mu$)	% silte	% areia	h _{ót} (%)	$\gamma_{sm\bar{x}}$ (g/cm ³)			
EUCLIDES DA CUNHA (área exaurida)	GNAISSE	48	19	15	49	35	16,4 17,2	1,714 1,731	2,71	comp. s/reuso	(16)
(área exaurida)		55	24	12	43	45	16,4 e 17,3	1,724 e 1,709	2,68 e 2,74	am. indeform. comp. s/reuso	(15)
CHAPEU D' UVAS	GNAISSE	38 a 49	9 a 14	14 a 19	22 a 45	37 a 57	17,5 a 20,0	1,639 a 1,726	-	Grupo A*	(69) e (70)
		NP	NP	0 a 14	23 a 41	47 a 66	14,9 a 17,5	1,500 a 1,620	-	Grupo B* *subdivisões para este trabalho	
TUCURUI (área 1)	METASSE-DIMENTO	44 41	20 17	23 23	58 55	19 22	21,5 19,5	1,59 1,69	2,81 2,81	am. def. EMB-19 am. indeformada (TRI)	(36)
(área 2C)		49	27	32	54	14	23,5	1,61	2,81	am. def. ST2-23	
SANTA ISABEL (omb.esq.)	MICAXISTO	34 a 44	13 a 20	5 a 11	39 a 46	44 a 56	14,7 a 18,5	1,623 a 1,709	2,71 a 2,76		(68)

TABELA 4 - Continuação

BARRAGEM	ROCHA DE ORIGEM	LIMITES (%)		GRANULOMETRIA			COMPACTAÇÃO (P.N)		δ (g/cm ³)	OBSERVAÇÕES	REFER. BIBL.
		LL	IP	% arg. ($< 2\mu$)	% silte	% areia	h _{ót} (%)	$\gamma_{sm\bar{a}x}$ (g/cm ³)			
Aproveit. rio Juquiã: (eixo JR-1) (eixo GD-2)	MIGMATITO	35	16	7 a 15	45 a 41	48 a 43	16,8	1,752	2,74		(28)
		44	21	18	44	38	19,5	1,696	2,81		
Aproveit. rio Pardo: eixo S. José eixo Bar- reiro	MIGMATITO	43	20	15	47	38	20,7	1,615	2,68		(23)
		45	23	10	50	40	16,9	1,708	2,71		(22)
SANTA ISABEL (área AE-03)	SILTITO	34	18	23	64	12	17,7	1,727	2,72		(68)
EMBORCAÇÃO (área IG-2)	XISTO E GRANITO	46	19	10	46	36	18,9	1,685	2,87	comp. s/reuso	(11)

TABELA 5 - SOLOS TRANSPORTADOS

BARRAGEM	ROCHA DE ORIGEM	LIMITES (%)		GRANULOMETRIA			COMPACTAÇÃO (P.N)		δ (g/cm ³)	OBSERVAÇÕES	REFER. BIBL.
		LL	IP	% arg. ($< 2\mu$)	% silte	% areia	h _{ot} (%)	$\gamma_{sm\bar{a}x}$ (g/cm ³)			
BAGUARI am.TFBD-6 am.TFBD-7	ALUVIÃO	55 27	32 12	42 21	35 25	22 52	21 13	1,650 1,870	2,69 2,67	comp. s/reuso comp. s/reuso	(27)
MANSO (Jazida JT-5)		32 a 45	14 a 24	18 a 38	24 a 47	19 a 46	13 a 21	1,69 a 1,87	2,64 a 2,71	comp. s/reuso	(72)
TUCURUÍ: área 4	COLÚVIO DE SEDI- MENTOS	25 26	9 13	18 18	8 10	74 72	9,5 10,0	2,000 2,090	2,67 2,72	am. def. ST4-2 am.indef. TSD-03	(7)
área 5		38 54 56	19 23 30	31 45 46	5 7 12	64 48 42	13,4 18,0 20,0	1,843 1,700 1,670	2,71 2,71 2,71	am. def. TPV-6 am. def. ST-127 am.indef. TSD-27	(8)

ANEXO 2 - ENSAIOS TRIAXIAIS
ANALISADOS

TABELA 6 - COLÚVIOS LATERÍTICOS ARGILOSOS

BARRAGEM	ROCHA DE ORIGEM	ENSAIOS TRIAXIAIS ANALISADOS	TENSÕES CONFINANTES (kg/cm ²)	MOLDAGEM DAS AMOSTRAS		REFER. BIBL.
				TIPO DE COMPACTAÇÃO	[GC(%); Δh(%)] nominais	
ITAIPU (Jazida Pomba-Que)	BASALTO	UU, CU, CU _{sat} e CD _{sat}	1, 2 e 4	Lab.: Estática	(95; +2 e +4), (97, +0,5)	(44)
		UU, CU e CD	1, 3 e 6	Campo	(93 a 106; -3 a +2)	(45)
		CU _{sat}	1, 2 e 4	Campo	(95 a 103; -3 a +5)	
TRES IRMÃOS (poço P3-J4-14)		UU, CU, CU _{sat} , CD	1, 4 e 8	Lab.: Pisoteam.	(95; -1,5, 0 e +1) e (98; -1,5, 0 e +1)	(14)
EUCLIDES DA CUNHA (área 1, am. 1)	GNAISSE	UU	1, 2 e 4	Lab.: Est. e Din.		(16)
		CU _{sat}	1, 2, 4 e 8	Lab.: Estática	(100; 0 e +2)	
		CD	2, 4 e 8	Lab.: Estática		
PARAIB./PARAIT. (grupo 1)		CD	0,5; 3; 7 e 10	Lab.: Est. e Din.	(96; -1,7), (98; -1,5)	(2)
		UU e CD	1, 2, 4 e 6	Campo	(99; -1,5 a +2)	
		CU _{sat}	1, 2, 4 e 6	Campo	(94 a 102; -0,4 a +3,1)	
Aproveitamento do rio Juquiã (eixo B-2)	MIGMATITO	UU, CU e CU _{sat}	1, 5; 3; 4, 5 e 6	Lab.: Pisoteam.	(95; -2,4 e +2,4) e	(28)
		CD	8	Lab.: Pisoteam.	(98; -2,4 e +2,4)	
		UU	8	Lab.: Pisoteam.	(95; +2,4)	

TABELA 7 - COLÚVIOS LATERÍTICOS ARENOSOS

BARRAGEM	ROCHA DE ORIGEM	ENSAIOS TRIAXIAIS ANALISADOS	TENSÕES CONFINANTES (kg/cm ²)	MOL-DAGEM DAS AMOSTRAS		REFER. BIBL.
				TIPO DE COMPACTAÇÃO	[GC(%); Δh(%)] nominais	
PORTO PRIMAVERA (M.E. e M.D.)	ARENITO	\overline{CU} , \overline{CU}_{sat} e CD	0,5;1;2;4 e 8	Lab.: Pisoteam.	(92;-2 e +2);(95,-1 e +0,5);(98;-1,0 e +0,5)	(12)
ROSANA (M.D.) poços 104 e 110		\overline{UU}	1, 3 e 6	Lab.: Estática	(95;-1 e +1),(98;-1 e +1)	(18)
		\overline{CU}	1, 3 e 6	Lab.: Estática	(95;-1,+0,5 e +2)	
		\overline{CU}_{sat}	0,5; 3 e 6	Lab.: Estática		
		CD	6	Lab.: Estática	(95;+0,5)	
ROSANA (M.D.) poço 112		\overline{UU}	1,3 e 6	Lab.: Estática	(95;-1 e +1),(98;-1 e +1)	(18)
		\overline{CU}	1, 3 e 6	Lab.: Estática	(95;-1,+0,5 e +2) e	
		\overline{CU}_{sat}	0,5; 3 e 6	Lab.: Estática	(98;-1,+0,5 e +2)	
		CD	6		(95;+0,5) e (98;-1, +0,5 e +2)	
ROSANA (M.D.) estaca 24		\overline{CU}_{sat}	1, 3 e 6	Campo	(95;+1,3),(96;+1,4), (98;+1,4) respect.	(29)
		1;3;4,5 e 6	Campo	(99;+1)		

TABELA 8 - COLÚVIOS POUCO LATERIZADOS

BARRAGEM	ROCHA DE ORIGEM	ENSAIOS TRIAXIAIS ANALISADOS	TENSÕES CONFINANTES (kg/cm ²)	MOLDAGEM DAS AMOSTRAS		REFER. BIBL.
				TIPO DE COMPACTAÇÃO	[GC(%); Δh (%)] nominais	
ITAPARICA (área B)	ARGILITO	UU \overline{CU}_{sat} CD	1, 2, 4 e 8 1, 4 e 8 8	Lab.: Pisoteam. Lab.: Pisoteam. Lab.: Pisoteam.	(97;-3,0 e +2), (100;-3,0 e +1)	(10)
		UU \overline{CU}_{sat} CD	1, 2, 4 e 8 1, 4 e 8 8	Lab.: Pisoteam. Lab.: Pisoteam. Lab.: Pisoteam.	(97;-3,0 e +2) e (100;-3,0 e +2)	(9)
TUCURUI (área 2A)	BASALTO	UU, \overline{CU}_{sat} e CD_{sat} UU \overline{CU}_{sat} CD_{sat}	1, 2, 4, e 8 1, 2, 4 e 8 1, 4 e 8 1, 2, 4 e 8	Campo(am. TSE-01) Campo(am. TSE-02) Campo(am. TSE-02) Campo(am. TSE-02)	(≈ 105 ;-1,7 a -0,9) (96 a 100; -1,2 a -0,5) (100 a 102;-1,4 a -0,8) (99 a 106;-3)	(34)
		UU \overline{CU}_{sat} CD	2, 4, 8 e 10 2,4,8 1,2,4 e 8	Lab.: Pisoteam. Lab.: Pisoteam. Lab.: Pisotem.	(98;-0,7) (98;0) (98;0)	(37)
SANTA ISABEL	MICAXISTO	UU CD_{sat}	0,5 a. 2 4 1, 6 e 8	Campo Campo Campo	$\Delta h = -3$ $\Delta h = 0$ $\Delta h = -0,3; +1, -0,3$ respect.	(68)

TABELA 9 - SOLOS SAPROLÍTICOS

BARRAGEM	ROCHA DE ORIGEM	ENSAIOS TRIAXIAIS ANALISADOS	TENSÕES CONFINANTES (kg/cm ²)	MOLDAGEM DAS AMOSTRAS		REFER. BIBL.
				TIPO DE COMPACTAÇÃO	[GC(%); Δh(%)] nominais	
NOVA AVANHANDAVA (M.E. poço PE-J1-12)	BASALTO	UU	1, 3 e 6	Lab.: Estática	(95;+5)	(13)
		UU	1, 2, 4 e 6	Lab.: Estática	(97;-2,5,0 e +1)	
		CU _{sat}	1, 2, 4 e 8	Lab.: Estática	(97;-2,5,0,+1 e +5)	
		CD _{sat}	8	Lab.: Estática	(97;-2,5,0 e +1)	
NOVA AVANHANDAVA (M.E. - aterro experimental)	BASALTO	UU	1, 2, 4 e 8	Campo	(90 a 92;+6,5 a +8)	(26)
		UU	1, 4 e 8	Campo	(99;+1,6), (93;+5), (95;+3) respect.	
		CU _{sat}	1, 4, 6 e 8	Campo	(100;+1,5), (96;+2), (104;+1) e (97;+4) respect.	
		CD	1, 4 e 8	Campo	(97;+2)	
MANSO (jazida JT-3)	FILITO	UU e CU _{sat}	1, 2 e 4	Lab.: Pisoteam.	(95; 0 e +2)	(74)
		UU e CU _{sat}	1, 3 e 6	Lab.: Pisoteam.	(100; -2)	
		CD _{sat}	1, 2 e 4	Lab.: Pisoteam.	(95; 0 e +2)	
EUCLIDES DA CUNHA (área 1, amostras 2 e 3)	GNAISSE	UU	1, 2 e 4	Lab.: Est. e Din.		(16)
		CU _{sat}	1, 2, 4 e 8	Lab.: Estática	(100; 0 e +2)	
		CD	2, 4 e 8	Lab.: Estática		

TABELA 9 - Continuação

BARRAGEM	ROCHA DE ORIGEM	ENSAIOS TRIAXIAIS ANALISADOS	TENSÕES CONFINANTES (kg/cm ²)	MOLDADEGEM DAS AMOSTRAS		REFER. BIBL.	
				TIPO DE COMPACTAÇÃO	[GC(%); Δh(%)] nominais		
EUCLIDES DA CUNHA área exaurida	GNAISSE	UU	1, 2, 4 e 8	Lab.: Estática	(97; +1 e +2)	(16)	
		\overline{CU}_{sat} e CD	1, 4 e 8	Lab.: Estática			
		UU	1, 2, 4, e 8	Campo	(93;+1,7 a +2,3)	(15)	
CHAPEU D'UVAS Grupo A		UU	1, 2 e 3	Lab.: Dinâmica	(95;+1,5)	(69) e (70)	
		\overline{CU}_{sat}	1, 2 e 3	Lab.: Dinâmica	(95; +2)		
		\overline{CU}_{sat}	3, 4 e 5	Lab.: Dinâmica	(99; +2,5)		
Grupo B		UU	1, 2 e 3	Lab.: Dinâmica	(95;0)		
		\overline{CU}_{sat}	1, 2 e 3	Lab.: Dinâmica	(95 e 98; +2)		
		\overline{CU}_{sat}	3, 4 e 5	Lab.: Dinâmica	(95;0)		
Grupo A		UU	3, 4 e 5	Lab.: Dinâmica	(99;+2,5), (90;+1,5)		
TUCURUI (área 3C) (am. TSE-3)	METASSEDI- MENTO	UU	1, 2, 4 e 8	Campo	(99 a 104;-0,5 a +0,8)	(34)	
		CD _{sat}	1, 2, 4 e 8	Campo	(96;+0,7), (98;+4,6), (95;+7,3), (100;-1,3) respectiv.		

TABELA 9 - Continuação

BARRAGEM	ROCHA DE ORIGEM	ENSAIOS TRIAXIAIS ANALISADOS	TENSÕES CONFINANTES (kg/cm ²)	MOLDAGEM DAS AMOSTRAS		REFER. BIBL.
				TIPO DE COMPACTAÇÃO	[GC(%); Δh (%)] nominais	
TUCURUI (área 1) (am. EMB.19)	METASSEDIMENTO	UU	1, 3 e 6	Laboratório	(97;+5) e (95;+6)	(34)
		CD _{sat}	1, 3 e 6	Laboratório	(98; +4)	
		UU	1, 3 e 6	Campo	(94 a 97; +2,2 a +4,8)	(34)
área 1 (am. TR-I)		CD _{sat}	1, 3 e 6	Campo	(99;+1,6 a +2,8)	
área 2C (am. ST-2-23)		CU _{sat}	2, 4, 8 e 10	Laboratório	(98;0)	(36)
SANTA ISABEL (omb. esquerda)	MICAXISTO	UU	0,5; 2 e 4	Campo		(68)
		CD _{sat}	1 e 6	Campo		
		CU _{sat}	0,5; 1 e 2	Labor.: dinâmica	$\Delta h \approx 0$	
		CD _{sat}	3 e 7	Labor.: dinâmica	$\Delta h \approx 0$	

TABELA 9 - Continuação

BARRAGEM	ROCHA DE ORIGEM	ENSAIOS TRIAXIAIS ANALISADOS	TENSÕES CONFINANTES (kg/cm ²)	MOLDAGEM DAS AMOSTRAS		REFER. BIBL.
				TIPO DE COMPACTAÇÃO	[GC(%); Δh (%)] nominais	
Aprov. rio Juquiã: eixo JR-1 eixo GD-2	MIGMATITO	UU, \overline{CU} e \overline{CU}_{sat} CD	1, 3 e 6 8	Labor.: pisoteam.	(95;-1,7 e +1,7) e	(28)
		UU, \overline{CU} e \overline{CU}_{sat} CD	1, 3 e 6 8	Labor.: pisoteam.	(98;-1,7 e +1,7)	
Aprov. rio Pardo eixo S. José eixo Barreiro	MIGMATITO	UU	0,5; 1, 2 e 4	Labor.: pisoteam.	(98;-2,1 e +2,1)	(23)
		\overline{CU} e \overline{CU}_{sat}	0,5; 1 e 4	Labor.: pisoteam.	(95;-2,1 e +2,1) e	
		CD	0,5 e 8	Labor.: pisoteam.	(98;-2,1 e +2,1)	
		UU	0,5; 1, 2 e 4	Labor.: pisoteam.	(98;-1,7 e +1,7)	(22)
		\overline{CU} e \overline{CU}_{sat}	0,5; 1 e 4	Labor.: pisoteam.	(95;-1,7 e +1,7) e	
		CD	0,5 e 8	Labor.: pisoteam.	(98;-1,7 e +1,7)	
SANTA ISABEL (área AE-03)	SILTITO	\overline{CU}_{sat}	0,5; 1 e 2	Labor.: dinâm.	(100;0)	(68)
		CD _{sat}	0,5; 1 e 8	Labor.: dinâm.		
EMBORCAÇÃO (área IG-2)	XISTO E GRANITO	UU e \overline{CU}	1, 3, 8 e 15	Labor.: pisoteam.	(95;-2, 0 e +1) e	(11)
		\overline{CU}_{sat}	1, 2, 4 e 8	Labor.: pisoteam.	(100;-2, 0 e +1)	
		CD _{sat}	1, 2, 4 e 8	Labor.: pisoteam.	(100;0)	

TABELA 10 - SOLOS TRANSPORTADOS

BARRAGEM	ROCHA DE ORIGEM	ENSAIOS TRIAXIAIS ANALISADOS	TENSÕES CONFINANTES (kg/cm ²)	MOLDADEIRA DAS AMOSTRAS		REFER. BIBL.
				TIPO DE COMPACTAÇÃO	[GC(%); Δh(%)] nominais	
BAGUARI (amostras TFBD-6 e 7)	ALUVIÃO	UU CU _{sat} CD	0,5; 1 e 4 0,5; 1, 2 e 4 4	Labor.: pisoteam. Labor.: pisoteam. Labor.: pisoteam.	(95;+2)	(27)
MANSO	ALUVIÃO	UU, CU _{sat} e CD _{sat}	1, 3 e 6 1, 2 e 4	Labor.: pisoteam. Labor.: pisoteam.	(100;-2) (95;0 e +2)	(73)
TUCURUI (área 4)	COLÚVIO DE SEDIMENTOS	UU CU _{sat} CD _{sat} CD	2, 4, 8 e 10 2, 4 8 e 10 6 e 10 8	Labor.: pisoteam. Labor.: pisoteam. Labor.: pisoteam. Labor.: pisoteam.	(98;0) (98;-1, 0 e +0,5) (98;-1, 0 e +0,5) (98;0)	(7)
		am. ST4-2				
		UU e CU _{sat} (am. STD-01 a 05)	1, 2, 4 e 8	Campo	(98 a 104; -2,3 a +0,8)	(38)
(área 5)		UU (am. TPV-6) CU _{sat} (am. TPV-6) CD _{sat} (am. TPV-6) CD (am. TPV-6)	2, 4, 8 e 10 2, 4, 8 e 10 6 e 10 8	Labor.: pisoteam. Labor.: pisoteam. Labor.: pisoteam. Labor.: pisoteam.	(98;0) (98;-1,3, 0 e +1,3) (98;-1,3, 0 e +1,3) (98;0)	(8)

TABELA 10 - Continuação

BARRAGEM	ROCHA DE ORIGEM	ENSAIOS TRIAXIAIS ANALISADOS	TENSÕES CONFINANTES (kg/cm ²)	MOLDAGEM DAS AMOSTRAS		REFER. BIBL.
				TIPO DE COMPACTAÇÃO	[GC(%); Δh (%)] nominais	
TUCURUÍ (área 5)	COLÚVIO DE SEDIMENTOS	UU (am. TSD-16)	1, 2, 4 e 10	Campo	(103;-1,6)	(39)
		\overline{CU}_{sat} (am. TSD-27)	1, 2, 4, 8 e 10	Campo	(104;-1,8)	
		CD (am. TSD-27)	1, 2, 4 e 10	Campo	(102;-1,1)	
		UU (am. ST-127)	1, 2, 4 e 6	Labor.: estática	(97;-1), (97;-0,5)	(34)
		CD (am. ST-127)	1, 2, 4 e 6	Labor.: estática	(98;0), (98;+2)	

ANEXO 3 - COMPORTAMENTOS TÍPICOS

TABELA 11 - COMPORTAMENTO TIPO I

TIPO DE SOLO		ENSAIO	σ_3 (kg/cm ²)	BARRAGEM: TIPO DE COMPACTAÇÃO	(GC(%); Δh (%)) nominais	ϵ_a (%)		A_{rup}	Nº DE ENSAIOS
GRUPO	ORIGEM					$(\sigma_1 - \sigma_3)_{m\bar{a}x}$	$(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{m\bar{a}x}$		
COLÚVIO LATERÍTICO ARGILOSO	BASALTO	UU	1 e 3	Itaipu: campo	(94 a 102; -1,5 a 0)	8 a 16	6 a 16	~ 0	8
	GNAISSE	UU	1 a 4	Eucl.Cunha: estática e dinâmica	(100; 0)	12 a 24	12 a 24	~ 0	5
		UU	1 e 2	Eucl.Cunha: estática	(100; +2)	18 e 24	20 e 24		2
		UU	1	Paraib./Parait.: campo	(98; 0)	-	-		1
		UU	1 e 2	Paraib./Parait.: campo	(102; -0,6)	-	-		2
	MIGMATITO	UU	0,5 e 1,5	Eixo B-2: pisoteam.	(95 e 98; -2,5 e +2,5)	7 a 11	7 a 13	~ 0	5
		UU	3	Eixo B-2: pisoteam.	(95 e 98; -2,5)	13 e 70	13 e 10		2
		CU	1,5	Eixo B-2: pisoteam.	(95 e 98; -2,5)	8 e 11	8 e 11		2
		CU	3 e 6	Eixo B-2: pisoteam.	(98; -2,5)	12 e 22	12 e 22		2
COLÚVIO LATERÍTICO ARENOSO	ARENITO	CU	0,5 a 8	P.Primav.(M.E.):pisot	(92; -2 e +2)	9 a 14	3 a 14	~ 0	10
				P.Primav.(M.E.):pisot	(95; -1 e +0,5)	6 a 16	3 a 14		10
				P.Primav.(M.E.):pisot	(98; -1,0 e +0,5)	5 a 9	3 a 8		15
		CU	0,5 a 2 0,5 a 4 0,5 a 8	P.Primav.(M.D.):pisot	(92; +2)	17 a 20	18 a 20		3
				P.Primav.(M.D.):pisot	(92; -2), (95; +0,5 e 0) e (98; +0,5)	8 a 23	8 a 23		16
				P.Primav.(M.D.):pisot	(95 e 98; -1)	6 a 22	6 a 22		10

TABELA 11. - Continuação

TIPO DE SOLO		ENSAIO	σ_3 (kg/cm ²)	BARRAGEM: TIPO DE COMPACTAÇÃO	(GC(%); Δh (%)) nominais	ϵ_a (%)		A_{rup}	Nº DE ENSAIOS
GRUPO	ORIGEM					$(\sigma_1 - \sigma_3)_{m\bar{a}x}$	$(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{m\bar{a}x}$		
COLÚVIO LATERÍTICO ARENOSO	ARENITO	UU	1	Rosana (104 e 112): estática	(95 e 98; -1 e +1)	8 a 19	8 a 19	~ 0	8
		CU	1	Rosana (104 e 112): estática	(95 e 98; -1,0 e +2)	10 a 20	10 a 20		12
		UU	1 e 3	Rosana (110): estāt.	(95 e 98; -1 e +1)	4 a 16	2 a 16		8
		CU	1 e 3	Rosana (110): estāt.	(95; -1,0 e +2)	9 a 20	9 a 20		6
		UU e CU	6	Rosana (110): estāt.	(95; -1)	20 e 23	20 e 23		2
		CU _{sat}	0,5	P. Primav. (M.E.): pisoteam.	(92; -2)	3	5		1
COLÚVIO POUCO LATERIZADO	ARGILITO	UU	1	Itaparica(B): pisot.	(97; +2)	17	17	~ 0	1
			1 a 8	Itaparica(B): pisot.	(100; -3)	13 a 18	13 a 18		4
			1 e 2	Itaparica(B): pisot.	(100; 0)	11 e 12	11 e 12		2
			1	Itaparica(B): pisot.	(100; +1)	12	12		1
	BASALTO	UU	2 e 4	Tucuruí: pisoteam.	(98; -0,7)	14 a 19	14 a 19	~ 0	2
		UU	1	Tucuruí: (TSE-01): campo	(105; -1,3)	12	12		1
	MICAXIS- TO	UU	0,5 e 2	Sta. Isabel: campo	$\Delta h = -3$	4	-	~ 0	2
SOLO SAPROL.	BASALTO	UU	1 a 4	N. Avanh.: estática	(97; -2,5)	6 a 22	6 a 22	~ 0	3
			1	N. Avanh.: estática	(97; 0 e +1)	13 e 8	13 e 8		2

TABELA 11 - Continuação

TIPO DE SOLO		ENSAIO	σ_3 (kg/cm ²)	BARRAGEM: TIPO DE COMPACTAÇÃO	(GC(%); Δh (%)) nominais	ϵ_a (%)		A_{rup}	Nº DE ENSAIOS
GRUPO	ORIGEM					$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$	$(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{\max}$		
SOLO SAPROLÍTICO	FILITO	UU	1 a 4 1 a 6	Manso (JT-3):pisot. Manso (JT-3):pisot.	(95;0 e +2) (100;-2)	6 a 14 5 a 12	6 a 14 5 a 12	~ 0	10 5
	GNAISSE	UU	1 a 4 1 a 4	Eucl.Cunha (2 e 3): estática Eucl.Cunha (A.E.): estática	(100;0) (97;-1 e +2)	4 a 24 4 a 13	3 a 24 3 a 13	~ 0	17 5
		UU	1	Eucl.Cunha: campo	(93;+1,7)	6	5		1
		UU	1 e 2	Eucl.Cunha (2 e 3): estática	(100;+2)	4 a 11	4 a 11		5
	METASSE- DIMENTO	UU	1 a 4	Tucuruí (TSE-03): campo	(99 a 104;-0,5 a +0,8)	8 a 22	4 a 17	~ 0	3
		UU	1 e 3	Tucuruí (TR-I):campo	(95;3,3)	13	7		2
	MICAXIS- TO	UU	0,5 e 2	Sta. Isabel: campo	-	3	3	~ 0	2
	MIGMATITO	UU	0,5 a 4	S.José e Barreiro: pisoteamento	(95 e 98;-2,1 a +2,1)	3 a 13	2 a 13		14
		CU	0,5 a 4	S.José e Barreiro: pisoteamento	(95 e 98;-2,1 a +2,1)	3 a 16	3 a 16		15

TABELA 11 - Continuação

TIPO DE SOLO		ENSAIO	σ_3 (kg/cm ²)	BARRAGEM: TIPO DE COMPACTAÇÃO	(GC(%); Δh (%)) nominais	ϵ_a (%)		A_{rup}	Nº DE ENSAIOS
GRUPO	ORIGEM					$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$	$(\sigma_1' / \sigma_3')_{\max}$		
SOLO SAPROLÍTICO	MIGMATI- TO	UU e CU	1	GD-2: pisoteam.	(95 e 98; +2)	8 a 13	7 e 12	~ 0	4
		UU e CU	1 e 3	GD-2: pisoteam.	(95 e 98; -2)	5 e 15	4 e 15		8
		UU e CU	1 e 3	JR-1: pisoteam.	(95 e 98; -1,7 e +1,7)	4 e 18	4 e 18		16
		CU	6	JR-1: pisoteam.	95 e 98; -1,7)	17	17 e 18		2
		CU	6	GD-2: pisoteam.	(95; -2)	27	27		1
	XISTO e GRANITO	UU	1 a 8	Emborcação: pisot.	(95 e 100; -2)	5 a 20	5 a 20	~ 0	6
		UU	1 e 3	Emborcação: pisot.	(95 e 100; 0 e +1)	5 a 10	5 a 10		8
		CU	1 a 8	Emborcação: pisot.	(95 e 100; -2)	5 a 22	5 a 22		6
		CU	1 e 3	Emborcação: pisot.	(95 e 100; 0 e +1)	7 a 16	7 a 16		8
	SOLOS TRANSPORT. - ALUVIÃO		UU	0,5	Baguari (TFBD-7): pisoteam.	(95; +2)	11	11	~ 0
UU			1 a 6	Manso (JT-5): pisot.	(100; -2)	5 a 17	5 a 17	6	

TABELA 11 - Continuação

TIPO DE SOLO		ENSAIO	σ_3 (kg/cm ²)	BARRAGEM: TIPO DE COMPACTAÇÃO	(GC(%); Δh (%)) nominais	ϵ_a (%)		A_{rup}	Nº DE ENSAIOS
GRUPO	ORIGEM					$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$	$(\sigma_1'/\sigma_3')_{\max}$		
- COLÚVIO DE SEDIMENTOS	UU	2 e 4	Tucuruí (área 4): pisoteamento	(98;0)	12 e 16	12 e 16	~ 0	2	
	UU	1 a 8	Tucuruí (área 4): campo	(98 a 104; -2,3 a +0,8)	4 a 12	4 a 12		13	
	UU	1 a 6 1 e 2	Tucuruí (área 5 - ST-127): estática	(97;-1) (97;-0,5)	20 a 32 16 e 21	20 a 32 16 e 21		4 2	
	UU	1 e 2	Tucuruí (área 5 - TPV-6): pisoteam.	(98;0)	30	30		2	
	UU	1 a 4	Tucuruí (área 5 - TSD-16): campo	(103;-1,6)	17 a 20	17 a 20		3	

TABELA 12 - COMPORTAMENTO TIPO II

TIPO DE SOLO		ENSAIO	σ_3 (kg/cm ²)	BARRAGEM: TIPO DE COMPACTAÇÃO	(GC(%); Δh (%)) nominais	$\bar{\epsilon}_a$ (%)		A_{rup}	Nº DE ENSAIOS
GRUPO	ORIGEM					$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$	$(\sigma_1' / \sigma_3')_{\max}$		
COLÚVIO LATERÍTICO ARGILOSO	BASALTO	UU	6	Itaipu: campo	(94 a 102; -1,5 a 0)	8 a 15	8 a 15	0,10	4
		UU	1 e 2	Itaipu: estática	(95; +2)	25 e 23	25 e 23		2
		UU	1	Itaipu: estática	(95; +4)	23	23		1
		CU	1	Itaipu: estática	(97; +0,5)	12	12		1
		CU	1	Itaipu: estática	(95; +4)	22	22	a	1
		CU	2	Itaipu: estática	(95; +2)	20	20	0,30	1
		UU	2	Itaipu: estática	(97; +0,5)	23	17		1
		UU	1 e 4	Três Irmãos: pisot.	(95 e 98; -1,5 a +1)	13 a 22	15 a 25		12
		CU	1 a 8	Três Irmãos: pisot.	(95; -1,5)	17 a 24	17 a 23		3
	GNAISSE	UU	4	Euclides da Cunha: estática	(100; +2)	19	18	0,05	1
		UU	3 e 6	Par./Parait.: campo	(98; 0)	-	-	a	2
		UU	6	Par./Parait.: campo	(103; -0,6)	-	-	0,20	1
	MIGMATITO	UU	4,5 e 6	Eixo B-2: pisoteam.	(95 e 98; -2,5)	13	13 a 15	0,05	4
		UU	3 e 4,5	Eixo B-2: pisoteam.	(95 e 98; +2,5)	10 a 14	8 a 12	a	3
		UU	6	Eixo B-2: pisoteam.	(98; +2,5)	10	10		1
		CU	3 a 6	Eixo B-2: pisoteam.	(95; -2,5)	13 a 18	13 a 18	0,30	3

TABELA 12 - Continuação

TIPO DE SOLO		ENSAIO	σ_3 (kg/cm ²)	BARRAGEM: TIPO DE COMPACTAÇÃO	(GC(%); Δh (%)) nominais	$\bar{\epsilon}_a$ (%)		A_{rup}	Nº DE ENSAIOS
GRUPO	ORIGEM					$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$	$(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{\max}$		
COLÚVIO LATERÍTICO ARENOSO	ARENITO	\overline{CU}	4 e 8	P.Primav.(M.D.): pisoteamento	(92;+2)	23 e 22	23 e 22	0,05 a 0,15	2
		\overline{CU}	8	P.Primav.(M.D.): pisoteamento	(92;-2), (95;+0,5) (98;0 e +0,5)	22 a 27	22 a 27		4
		\overline{UU}	3 e 6	Rosana (104): estāt.	(95 e 98;-1)	19 a 24	19 a 24		3
		\overline{UU}	3	Rosana (104): estāt.	(95;+1)	18	19		1
		\overline{CU}	3	Rosana (104): estāt.	(95;+2)	17	17		1
		\overline{CU}	3 e 6	Rosana (104): estāt.	(95;-1 e +0,5)	22 a 29	22 a 29		4
		\overline{UU}	6	Rosana (110): estāt.	(95;+1)	12	12		1
		\overline{UU}	6	Rosana (110): estāt.	(98;-1 e +1)	13 e 18	15 e 21		2
		\overline{CU}	6	Rosana (110): estāt.	(95;+0,5 e +2)	19 e 23	22 e 23		2
		\overline{UU}	3 e 6	Rosana (112): estāt.	(95 e 98;-1)	20 a 26	20 a 26		4
		\overline{UU}	3	Rosana (112): estāt.	(95 e 98;+1)	11 e 15	11 e 15		2
		\overline{CU}	3 e 6	Rosana (112): estāt.	(95 e 98;-1 e +0,5)	14 a 25	13 a 24		8
		\overline{CU}	3	Rosana (112): estāt.	(95 e 98;+2)	11 e 17	15 e 17		2
		\overline{CU}_{sat}	2	P.Primav.(M.D.): pisoteamento	(95;-1 e +0,5)	8	8		2
		\overline{CU}_{sat}	1	P.Primav.(M.D.): pisoteamento	(92;-2)	0,5	0,5		1

TABELA 12 - Continuação

TIPO DE SOLO		ENSAIO	σ_3 (kg/cm ²)	BARRAGEM: TIPO DE COMPACTAÇÃO	(GC(%); Δh (%)) nominais	ϵ_a (%)		A_{rup}	NO DE ENSAIOS
GRUPO	ORIGEM					$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$	$(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{\max}$		
COLÚVIO POUCO LATERIZADO	ARGILITO	UU	1 a 8	Itaparica (B):pisot.	(97;-3)	13 a 19	13 a 19	0,10 a	4
		UU	2	Itaparica(B):pisot.	(97;0)	16	16		1
		UU	4	Itaparica(B):pisot.	(100;0)	14	14		1
		UU	2	Itaparica(B):pisot.	(100;+1)	17	17		1
		UU	1 a 8	Itaparica (A-1): pisoteamento	(97 e 100;-3)	9 a 22	9 a 22	0,20	7
		UU	1 a 4	Itaparica (A-1): pisoteamento	(97 e 100;0), (97;+2)	11 a 25	11 a 25		8
		UU	1 e 2	Itaparica (A-1): pisoteamento	(100;+2)	21 e 14	21 e 14		2
	BASALTO	UU	8 e 10	Tucuruí: pistoeam.	(98;-0,7)	10 e 14	10 e 14	0,05 a 0,15	2
		UU	2	Tucuruí (TSE-01): campo	(105;-1,3)	10	10		1
		UU	1 e 2	Tucuruí (TSE-02): campo	(97;-1,2) e (100;-0,5)	24 e 22	24 e 22		2
SOLO SAPROLÍTICO	BASALTO	UU	6	N.Avanh.: estática	(97;-2,5)	23	23	0,15 a	1
		UU	2 a 6	N.Avanh.: estática	(97;0 e +1)	15 a 18	15 a 20		6
		UU	3	N.Avanh.: estática	(95;+5)	18	112	0,35	1
		UU	1 e 4	N.Avanh.: campo	(99;+1,6) e (93;+0,5)	7 e 14	7 e 13		2

TABELA 12 - Continuação

TIPO DE SOLO		ENSAIO	σ_3 (kg/cm ²)	BARRAGEM: TIPO DE COMPACTAÇÃO	(GC(%); Δh (%)) nominais	ϵ_a (%)		A_{rup}	Nº DE ENSAIOS
GRUPO	ORIGEM					$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$	$(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{\max}$		
SOLO SAPROLÍTICO	FILITO	UU	2 e 4	Manso (JT-3): pisot.	(95; +2)	9 e 12	9 e 12	0,10	2
	GNAISSE	UU	4	Euclides da Cunha (2 e 3): estática	(100; +2)	8 e 9	8 e 9	0,05	2
		UU	8	Euclides da Cunha (A.E.): estática	(97; -1 e +2)	15 e 14	16 e 16	a	2
		UU	2 a 8	Euclides da Cunha: campo	(92 a 93; +1,7 a +2,2)	10 a 13	11 a 17	0,10	4
	METASSE- DIMENTO	UU	8	Tucuruí (TSE-03): campo	(99; +0,7)	9	9	0,10	1
	MICAXIS- TO	UU	4	Sta. Isabel: campo	-	30	30	0,25	1
	MIGMATITO	UU e CU	3 e 6	Eixo GD-2: pisoteam.	(95 e 98; +2)	8 a 18	6 a 18	0,05	8
		UU	6	Eixo GD-2: pisoteam.	(95 e 98; -2)	12 e 13	12 e 13	a	2
		CU	6	Eixo GD-2: pisoteam.	(98; -2)	13	14	a	1
		UU	6	Eixo JR-1: pisoteam.	(95 e 98; -1,7 e +1,7)	10 a 11	10 a 11	0,25	4
		CU	6	Eixo JR-1: pisoteam.	(95 e 98; +1,7)	13 e 9	14 e 8		2

TABELA 12 - Continuação

TIPO DE SOLO		ENSAIO	σ_3 (kg/cm ²)	BARRAGEM: TIPO DE COMPACTAÇÃO	(GC(%); Δh (%)) nominais	ϵ_a (%)		A_{rup}	Nº DE ENSAIOS
GRUPO	ORIGEM					$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$	$(\sigma_1 / \sigma_3)_{\max}$		
SOLO SAPROLÍTICO	XISTO E GRANITO	UU	15	Emborcação: pisot.	(95 e 100;-2)	20 e 15	20 e 15	0,05	2
		UU	8	Emborcação: pisot.	(95 e 100;0 e +1)	11 a 15	11 a 16		4
		CU	15	Emborcação: pisot.	(95 e 100;-2)	15 e 20	15 e 20	0,15	2
		CU	8 e 15	Emborcação: pisot.	(95 e 100;0)	10 a 18	10 a 18		4
		CU	8	Emborcação: pisot.	(95 e 100;+1)	13 e 17	13 e 17		2
SOLOS TRANSPORT.									
- ALUVIÃO		UU	4	Baguari (TFBD-6): pisoteamento	(95;+2)	14	12	0,25	1
- COLÚVIO DE SEDIMENTOS		UU	4 e 6	Tucuruí (área 5-ST-127): estática	(97;-0,5)	24	20 e 24	0,05	2
		UU	8 e 10	Tucuruí (área 5-TPV-6): pisoteamento	(98;0)	22 e 30	22 e 30	a	2
		UU	10	Tucuruí (área 5-TSD-16): campo	(103;-1,6)	20	20	0,10	1
		UU	8 e 10	Tucuruí (área 4): pisoteamento	(98;0)	19 e 16	19 e 16	0,05	2

TABELA 13 - COMPORTAMENTO TIPO II-A

TIPO DE SOLO		ENSAIO	σ_3 (kg/cm ²)	BARRAGEM: TIPO DE COMPACTAÇÃO	(GC(%); Δh (%)) nominais	ϵ_a (%)		A_{rup}	Nº DE ENSAIOS
GRUPO	ORIGEM					$(\sigma_1 - \sigma_3)_{m\bar{a}x}$	$(\sigma_1' / \sigma_3')_{m\bar{a}x}$		
COLUVIO LATER. ARGILOSO	BASALTO	\overline{CU}	1	Itaipu: estática	(95;+2)	3	12	0,15	1
		\overline{CU}	2	Itaipu: estática	(97;+0,5) e (95;+4)	3 e 6	14 e 15	a 0,30	2
COLUVIO LATER. ARENOSO	ARENITO	\overline{UU}	3	Rosana (104): estāt.	(98;+1)	5	18	0,10	1
		\overline{UU}	6	Rosana (104): estāt.	(95;-1)	21	26		1
		\overline{UU}	6	Rosana (112): estāt.	(95 e 98;+1)	10 e 12	18 e 20	a	2
		\overline{CU}	6	Rosana (112): estāt.	(95 e 98;+2)	10 e 9	18	0,35	2
		\overline{CU}_{sat}	0,5	Rosana (104): estāt.	(95;+0,5)	0,5	7		1
COLUVIO POUCO LATER.	ARGILITO	\overline{UU}	1	Itaparica(B):pisot.	(97;0)	-	14	0,25	1
		\overline{UU}	1 e 8	Itaparica(A-1):pis.	(100;0)	-	9 e 17	a 0,30	2
SOLO SAPROLÍT.	XISTO E GRANITO	\overline{UU}	15	Emborcação: pisot.	(95 e 100;0 e +1)	8 a 14	12 a 17	0,20	4
		\overline{CU}	15	Emborcação: pisot.	(95 e 100;+1)	10	14	a 0,40	2

TABELA 14 - COMPORTAMENTO TIPO III

TIPO DE SOLO		ENSAIO	σ_3 (kg/cm ²)	BARRAGEM: TIPO DE COMPACTAÇÃO	(GC(%); Δh (%)) nominais	$\bar{\epsilon}_a$ (%)		A_{rup}	Nº DE ENSAIOS
GRUPO	ORIGEM					$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$	$(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{\max}$		
COLÚVIO LATER. ARGILOSO	BASALTO	\overline{CU}	4	Itaipu: estática	(95;+2) e (97; +0,5)	18 e 20	18 e 20	0,40 a	2
		\overline{UU}	4	Itaipu: estática	(95;+2)	20	19	0,60	1
	MIGMATITO	\overline{UU}	6 e 8	Eixo B-2: pisoteam.	(95;+2,5)	10 e 12	9 e 12	0,70	2
COLÚVIO LATER. ARENOSO	ARENITO	\overline{CU}_{sat}	4	P.Primav.(M.D.): pisoteamento	(98;-1)	8	8	0,50	1
		\overline{CU}_{sat}	2	P.Primav.(M.D.): pisoteamento	(92;-2)	0,5	0,5	a 0,55	1
COLÚVIO POUCO LATERIZADO	ARGILITO	\overline{UU}	4 e 8	Itaparica(B):pisot.	(97;0)	19 e 14	19 e 14	0,60 a	2
		\overline{UU}	2 a 8	Itaparica(B):pisot.	(97;+2)	14 a 17	14 a 17		3
		\overline{UU}	8	Itaparica(B):pisot.	(100;0)	19	19		1
		\overline{UU}	4 e 8	Itaparica(B):pisot.	(100;+1)	19 e 17	19 e 17		2
		\overline{CU}_{sat}	1 a 8	Itaparica(B):pisot.	(100;-3 a +1)	7 a 12	7 a 12	1,00	9
		\overline{CU}_{sat}	8	Itaparica(B):pisot.	(97;-3)	12	12		1
		\overline{CU}_{sat}	1 a 8	Itaparica(B):pisot.	(97;0 e +2)	1 a 12	3 a 10		6
		\overline{UU}	8	Itaparica(A-1):pisot.	(97;0 e +2)	22 e 15	22 e 15		2
		\overline{UU}	4 e 8	Itaparica(A-1):pisot.	(100;+2)	20 e 17	20 e 17		2

TABELA 14 - Continuação

TIPO DE SOLO		ENSAIO	σ_3 (kg/cm ²)	BARRAGEM: TIPO DE COMPACTAÇÃO	(GC(%); Δh (%)) nominais	ε_a (%)		A_{rup}	Nº DE ENSAIOS
GRUPO	ORIGEM					$(\sigma_1 - \sigma_3)_{m\bar{a}x}$	$(\sigma_1' / \sigma_3')_{m\bar{a}x}$		
COLÚVIO POUCO LATERIZADO	ARGILITO	\overline{CU}_{sat}	1 a 8	Itaparica(A-1):pisot.	(97;0 e +2)	8 a 12	8 a 12	0,60	6
		\overline{CU}_{sat}	1 a 8	Itaparica(A-1):pisot.	(97;-3)	11 a 14	8 a 11	a	3
		\overline{CU}_{sat}	4	Itaparica(A-1):pisot.	(100;0)	9	9	1,00	1
		\overline{CU}_{sat}	4 e 8	Itaparica(A-1):pisot.	(100;+2)	7 e 8	11		2
SOLO SAPROLÍTICO	BASALTO	\overline{UU}	8	N.Avanh.: campo	(95;+3)	14	13	0,60	1
		\overline{CU}_{sat}	4 e 8	N.Avanh.: estática	(97;-2,5 e 0)	10 a 18	10 a 13		4
		\overline{CU}_{sat}	3	N.Avanh.: estática	(95;+5)	11	10	a	1
		\overline{CU}_{sat}	8	N.Avanh.: estática	(97;+1)	7	13	1,00	1
		\overline{CU}_{sat}	6 e 8	N.Avanh.: campo	(104;+1) e (97;+4)	11 e 8	5		2
	GNAISSE	\overline{CU}_{sat}	8	Euclides da Cunha (AE): estática	(97;-1)	16	13	0,75	1
		\overline{CU}_{sat}	8	Euclides da Cunha (AE): estática	(97;+2)	13	13	a	1
		\overline{CU}_{sat}	8	Euclides da Cunha (2): estática	(100;+2)	6	6	0,80	1

TABELA 14 - Continuação

TIPO DE SOLO		ENSAIO	σ_3 (kg/cm ²)	BARRAGEM: TIPO DE COMPACTAÇÃO	(GC(%); Δh (%)) nominais	\bar{e}_a (%)		A_{rup}	Nº DE ENSAIOS
GRUPO	ORIGEM					$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$	$(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{\max}$		
SOLO SAPROL.	XISTO E GRANITO	\overline{CU}_{sat}	8	Emborcação: pisot.	(95; -2 a +1)	8 a 13	8 a 13	0,65 a 1,05	3
SOLO TRANSPOR- TADO: COLÚVIO DE SEDIMENTOS		\overline{CU}_{sat}	2 e 4	Tucuruí (área 5- TPV-6): pisoteam.	(98; +1,3)	1	1	0,40 a	2
		\overline{CU}_{sat}	4	Tucuruí (área 4): pisoteamento	(98; -1 a +0,5)	1 a 4	1 a 4	0,85	3

TABELA 15 - COMPORTAMENTO TIPO III-A

TIPO DE SOLO		ENSAIO	σ_3 (kg/cm ²)	BARRAGEM: TIPO DE COMPACTAÇÃO	(GC(%); Δh (%)) nominais	ϵ_a^B (%)		A_{rup}	Nº DE ENSAIOS
GRUPO	ORIGEM					$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$	$(\sigma_1' / \sigma_3')_{\max}$		
COLÚVIO LATERÍTICO ARGILOSO	BASALTO	\overline{UU}	2 e 4	Itaipu: estática	(95;+4)	3 e 4	11 e 12	0,35	2
		\overline{CU}	4	Itaipu: estática	(95;+4)	6	14	a	1
		\overline{CU}_{sat}	1 a 4	Itaipu: estática	(95;+4)	1 a 2	3 a 9	0,85	3
		\overline{CU}_{sat}	1	Itaipu: estática	(95;+2)	1	4		1
	GNAISSE	\overline{CU}_{sat}	2 a 8	Euclides da Cunha: estática	(100;0)	1 a 2	8 a 10	0,50	3
			4 e 8	Euclides da Cunha: estática	(100;+2)	2	8 a 10	a 0,85	2
COLÚVIO LATER- ARENOSO	ARENITO	\overline{CU}_{sat}	2	P.Primav.(M.D.):pisot.	(92;-2 e +2)	0,4 e 1	8 e 11	0,40	2
		\overline{CU}_{sat}	8	P.Primav.(M.D.):pisot.	(98;-1 e +0,5)	1	11	a	2
		\overline{UU}	6	Rosana (104): pisot.	(95 e 98;+1)	6 e 5	20 e 18	0,55	2

TABELA 15 - Continuação

TIPO DE SOLO		ENSAIO	σ_3 (kg/cm ²)	BARRAGEM: TIPO DE COMPACTAÇÃO	(GC(%); Δh (%)) nominais	$\bar{\epsilon}_a$ (%)		A_{rup}	Nº DE ENSAIOS
GRUPO	ORIGEM					$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$	$(\sigma_1' / \sigma_3')_{\max}$		
SOLO SAPROLÍTICO	BASALTO	\overline{UU}	6	N.Avanh.: estática	(95;+5)	8	13	0,40	1
		\overline{CU}_{sat}	2	N.Avanh.: estática	(97;-2,5 e 0)	1	8 e 10	a	2
		\overline{CU}_{sat}	2 e 4	N.Avanh.: estática	(97;+1)	2 e 3	5 e 10	0,80	2
		\overline{CU}_{sat}	6	N.Avanh.: estática	(95;+5)	4	13		1
	GNAISSE	\overline{CU}_{sat}	4	Euclides da Cunha (AE): estática	(97;-1)	3	13	0,65	1
		\overline{CU}_{sat}	8	Euclides da Cunha (AE): estática	(97;+2)	2	10	a	1
		\overline{CU}_{sat}	8	Euclides da Cunha (2): estática	(100;0)	4	13	0,70	1
SOLO TRANSPOR- TADO: COLÚVIO DE SEDIMENTOS		\overline{CU}_{sat}	8 e 10	Tucuruí (área 4): pisoteamento	(98;-1 a +0,5)	1 a 2	13 a 20	0,50	6
		\overline{CU}_{sat}	2 e 4	Tucuruí (área 5 - TPV-6): pisoteam.	(98;0)	0,2	5 e 10	a	2
		\overline{CU}_{sat}	2 e 4	Tucuruí (área 5 - TPV-6): pisoteam.	(98;-1,3)	0,5	10	0,97	2

TABELA 16 - COMPORTAMENTO TIPO IV

TIPO DE SOLO		ENSAIO	σ_3 (kg/cm ²)	BARRAGEM: TIPO DE COMPACTAÇÃO	(GC(%); Δh (%)) nominais	ϵ_a (%)		A_{rup}	Nº DE ENSAIOS
GRUPO	ORIGEM					$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$	$(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{\max}$		
COL.LAT. ARGILOSO	BASALTO	\overline{CU}_{sat}	2 e 4	Itaipu: estática	(97;+0,5) e (95;+2)	1	4 a 8	0,80 a 1,60	4
COLÚVIO LATER. ARENOSO	ARENITO	\overline{CU}_{sat}	4 e 8	P.Primav.(M.D.):pisot.	(92;-2 e +2)	0,3 a 0,6	6 a 17	0,85	1
		\overline{CU}_{sat}	4 e 8	P.Primav.(M.D.):pisot.	(95;-1 e +0,5)	0,3 a 1	6 a 17	a	4
		\overline{CU}_{sat}	3 e 6	Rosana (104,110 e 112): estática	(95 a 98; -1 a +2)	0,3 a 0,6	6 a 20	2,00	18
		\overline{CU}	6	Rosana (104):Estática	(95;+2)	6	18		1
SOLO TRANSPOR- TADO: COLÚVIO- DE SEDIMENTOS		\overline{CU}_{sat}	10	Tucuruí (área 5 - TPV-6): pisoteam.	(98;0)	1	18	1,30	1
		\overline{CU}_{sat}	8 e 10	Tucuruí (área 5 - TPV-6): pisoteam.	(98; -1,3 e +1,3)	0,7 a 1	6 a 15	a 1,70	4

TABELA 17 - COMPORTAMENTO TIPO V

TIPO DE SOLO		ENSAIO	σ_3 (kg/cm ²)	BARRAGEM: TIPO DE COMPACTAÇÃO	(GC(%); Δh (%)) nominais	$\bar{\epsilon}_a$ (%)		A_{rup}	Nº DE ENSAIOS
GRUPO	ORIGEM					$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$	$(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{\max}$		
COLÚVIO LATERÍTICO ARGILOSO	BASALTO	\overline{CU}_{sat}	1 a 4	Itaipu: campo	(97 a 105; -2,4 a +2,7)	8 a 26	1 a 5	0,10 a 0,50	27
		\overline{UU}	3 e 6	Itaipu: campo	(98 a 104; -1,4 a +1,2)	10 a 25	2 a 12		14
		\overline{CU}	3 e 6	Itaipu: campo	(100 a 104; -1,7 a +1,6)	8 a 18	4 a 13		7
		\overline{CU}_{sat}	1	Itaipu: estática	(97; +0,5)	18	3		1
		\overline{UU}	8	Três Irmãos: pisot.	(95; -1,5 e 0) e (98; -1,5)	13 a 17	10 a 13		3
	GNAISSE	\overline{CU}_{sat}	2	Par./Parait.: campo	(99; +1,7)	-	-	0,20	1
		\overline{UU}	4 a 6	Par./Parait.: campo	(99; +1,7)	-	-	a 0,40	2
	MIGNAMITO	\overline{CU}	1,5 a 6	Eixo B-2: pisoteam.	(95 e 98; +2,5)	10 a 22	8 a 19	0,25 a 0,45	7
		\overline{CU}_{sat}	1,5	Eixo B-2: pisoteam.	(95; -2,5)	18	8		1
		\overline{CU}_{sat}	1,5 e 3	Eixo B-2: pisoteam.	(95; +2,5)	19 e 14	6 e 8		2
		\overline{CU}_{sat}	1,5 a 6	Eixo B-2: pisoteam.	(98; -2,5)	18 a 21	9 a 12		3
		\overline{CU}_{sat}	3 e 6	Eixo B-2: pisoteam.	(98; +2,5)	19 e 23	4 e 10		2

TABELA 17 - Continuação

TIPO DE SOLO		ENSAIO	σ_3 (kg/cm ²)	BARRAGEM: TIPO DE COMPACTAÇÃO	(GC(%); Δh (%)) nominais	ϵ_a (%)		A_{rup}	Nº DE ENSAIOS
GRUPO	ORIGEM					$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$	$(\sigma_1' / \sigma_3')_{\max}$		
COLÚVIO LATER. ARENOSO	ARENITO	\overline{CU}_{sat}	8	P.Primav.(M.E.): pisoteamento	(92;+2)	23	11	0,10	1
		\overline{CU}_{sat}	4 e 8	P.Primav.(M.D.): pisoteamento	(98;0)	16 e 15	3 e 8	a	2
		\overline{CU}_{sat}	4	P.Primav.(M.D.): pisoteamento	(98;+0,5)	19	6	0,45	1
		\overline{CU}_{sat}	1	Rosana (est. 24-am.1) campo	(95;+1,3)	17	6		1
		\overline{CU}_{sat}	3 a 6	Rosana (est. 24 am. 2): campo	(99;+1)	6 a 16	1 a 3		3
COLÚVIO POUCO LATERIZADO	BASALTO	\overline{CU}_{sat}	2 a 8	Tucuruí: pisoteam.	(98;-3,1 a +4,9)	-	-	0,30	6
		\overline{UU}	8	Tucuruí (TSE-01): campo	(105;-1,7)	20	8	a	1
		\overline{CU}_{sat}	4 e 8	Tucuruí (TSE-01): campo	(104 e 105; -0,5)	27 e 20	10 e 6	0,50	2
		\overline{UU}	4 e 8	Tucuruí (TSE-02): campo	(99 e 96; -0,6)	30 e 34	15 e 5		1
		\overline{CU}_{sat}	4	Tucuruí (TSE-02): campo	(101;-0,9)	39	4		1
	MICAXIS- TO	\overline{UU}	4	Sta. Isabel: campo	$\Delta h = 0$	20	-	0,10	1

TABELA 17 - Continuação

TIPO DE SOLO		ENSAIO	σ_3 (kg/cm ²)	BARRAGEM: TIPO DE COMPACTAÇÃO	(GC(%); Δh (%)) nominais	ϵ_a (%)		A_{rup}	Nº DE ENSAIOS
GRUPO	ORIGEM					$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$	$(\sigma_1' / \sigma_3')_{\max}$		
SOLO SAPROLÍTICO	BASALTO	UU	4	N.Avanh.: campo	(90;+8)	17	9	0,25	1
	GNAISSE	\overline{CU}_{sat}	2 e 3	Chapéu D'Uvas: din.	(95;-1,5 e +2)	15 a 28	6 a 13	0,10	4
		\overline{CU}_{sat}	4 e 5	Chapéu D'Uvas: din.	(99;+2,5)	12 e 24	9 e 13	a 0,25	2
	METASSE- DIMENTO	UU	6	Tucuruí (EMB-19):	(97;+5)	16	5	0,10 a 0,45	1
		\overline{CU}_{sat}	2 a 10	Tucuruí (ST-2-23):	(98;0)	12 a 25	4 a 12		3
		\overline{CU}_{sat}	2 a 8	Tucuruí (TSE-12): campo	(104;0)	17 a 20	2 a 4		4
	MIGMATITO	\overline{CU}_{sat}	3	Eixo GD-2: pisot.	(95;-2 e +2)	26 e 13	9 e 6	0,15	2
		\overline{CU}_{sat}	3 e 6	Eixo GD-2: pisot.	(98;-2 e +2)	11 a 17	3 a 10	a	4
		\overline{CU}_{sat}	3 e 6	Eixo JR-1: pisot.	(98;-1,7 e +1,7)	7 a 14	3 a 6	0,40	4
	XISTO E GRANITO	\overline{CU}_{sat}	4	Emborcação: pisot.	(100;-2 a +1)	10 a 13	3 a 6	0,15 a 0,25	3

TABELA 17 - Continuação

TIPO DE SOLO		ENSAIO	σ_3 (kg/cm ²)	BARRAGEM: TIPO DE COMPACTAÇÃO	(GC(%); Δh (%)) nominais	ϵ_a (%)		A_{rup}	Nº DE ENSAIOS
GRUPO	ORIGEM					$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$	$(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{\max}$		
SOLOS TRANSPORTADOS:									
- ALUVIÃO		\overline{UU}	2 e 4	Manso:(JT-5): pisot.	(95;+2)	26	9 e 10	0	2
		\overline{CU}_{sat}	4	Manso (JT-5): pisot.	(95;0 e +2)	22 a 26	6 a 8	a	3
		\overline{CU}_{sat}	3 e 6	Manso (JT-5): pisot.	(100;-2)	22 e 25	6 a 8	0,35	2
		\overline{CU}_{sat}	2	Baguari (TFBD-6): pisoteamento	(95;+2)	18	5		1
		\overline{CU}_{sat}	2 e 4	Baguari (TFBD-7): pisoteamento	(95;+2)	15 e 18	7 e 9		2
- COLÚVIO DE SEDIMENTOS		\overline{CU}_{sat}	8	Tucuruí (área 4): campo	(104;0)	16	2	0	1
		\overline{CU}_{sat}	8 e 10	Tucuruí (área 5 - TSD-27): campo	(104;-1,8)	20	3	a 0,30	2

TABELA 18 - COMPORTAMENTO TIPO V-A

TIPO DE SOLO		ENSAIO	σ_3 (kg/cm ²)	BARRAGEM: TIPO DE COMPACTAÇÃO	(GC(%); Δh (%)) nominais	ϵ_a^{\sim} (%)		A_{rup}	Nº DE ENSAIOS
GRUPO	ORIGEM					$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$	$(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{\max}$		
COLÚVIO LATERÍTICO ARGILOSO	BASALTO	UU	4	Itaipu: estática	(97;+0,5)	25	17	0,65	1
		UU	8	Três Irmãos: pisot.	(98;0 e +1)	13 e 16	10	a	2
		UU	8	Três Irmãos: pisot.	(95;+1)	14	12		1
		\overline{CU}_{sat}	1 a 8	Três Irmãos: pisot.	(95 e 98;-1,5 a +1,5)	16 a 33	5 a 15	1,00	20
	GNAISSE	\overline{CU}_{sat}	4 e 8	Par./Parait.: campo	(99;+1,7)	-	-		2
	MIGMATI- TO	\overline{CU}_{sat}	3 e 6 6	Eixo B-2: pisot. Eixo B-2: pisot.	(95;-2,5) (95;+2,5)	14 e 15 16	10 e 9 10	0,65 a 0,85	2 1
COL. LAT. ARENOSO	ARENITO	\overline{CU}_{sat}	8	P.Primav. (M.E.): pisoteamento	(92;-2)	22	11	0,55	1
		\overline{CU}_{sat}	3 e 6	Rosana (am. 1): campo	(96 e 98; +1,4)	25 e 22	6	a 0,75	2
COLÚVIO POUCO LATERIZADO	BASALTO	\overline{CU}_{sat}	8	Tucuruí (TSE-02): campo	(101;-0,9)	32	5	0,70	1
	ARGILITO	\overline{CU}_{sat}	1 a 8	Itaparica (A-1): pisoteamento	(100;-3)	20 a 14	11 a 8	0,50	3
		\overline{CU}_{sat}	8	Itaparica (A-1): pisoteamento	(100;0)	10	8	a 0,60	1

TABELA 18 - Continuação

TIPO DE SOLO		ENSAIO	σ_3 (kg/cm ²)	BARRAGEM: TIPO DE COMPACTAÇÃO	(GC(%); Δh (%)) nominais	ϵ_a (%)		A_{rup}	Nº DE ENSAIOS
GRUPO	ORIGEM					$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$	$(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{\max}$		
SOLO SAPROL.	BASALTO	\overline{CU}_{sat}	4	N.Avanh.: campo	(96;+2)	7	3	0,73	1
SOLO TRANSPOR- TADO: ALUVIÃO		\overline{CU}_{sat}	4	Baguari (TFBD-6): pisoteamento	(95;+2)	14	13	0,72	1

TABELA 19 - COMPORTAMENTO TIPO V-B

TIPO DE SOLO		ENSAIO	σ_3 (kg/cm ²)	BARRAGEM: TIPO DE COMPACTAÇÃO	(GC(%); Δh (%)) nominais	ϵ_a (%)		A_{rup}	Nº DE ENSAIOS
GRUPO	ORIGEM					$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$	$(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{\max}$		
COL. LATER. ARGILOSO	BASALTO	\overline{CU}	3 a 6	Itaipu: campo	(99 a 106; -3,1 a +2,2)	6 a 17	3 a 15	0,05 a 0,19	6
COL. LAT. ARENOSO	ARENITO	\overline{CU}_{sat}	4	P.Primav.(M.E.): pisoteamento	(92;-2)	10	10	0,42	1
COLÚVIO POUCO LATERIZADO	BASALTO	\overline{UU}	4	Tucuruí (TSE-01): campo	(105;-0,9)	16	10	0,25	1
		\overline{CU}_{sat}	10	Tucuruí: pisot.	(98;)	-	-		1
	ARGILITO	\overline{UU}	8	Itaparica (A-1): pisoteamento	(97;-3)	-	-		1
SOLO SAPROLÍTICO	GNAISSE	\overline{CU}_{sat}	3	Chapêu D'Uvas: din.	(99;+2,5)	14	10	0,25	1
		\overline{CU}_{sat}	3 a 5	Chapêu D'Uvas: din.	(95;0)	12 a 15	10 a 12	a	3
		\overline{CU}_{sat}	4 e 8	Euclides da Cunha (3) estática	(100;0 e +2)	5 a 10	3 a 5	0,35	4
		\overline{CU}_{sat}	4	Euclides da Cunha (2) estática	(100;0 e +2)	13	4		2

TABELA 19 - Continuação

TIPO DE SOLO		ENSAIO	σ_3 (kg/cm ²)	BARRAGEM: TIPO DE COMPACTAÇÃO	(GC(%); Δh (%)) nominais	ϵ_a^* (%)		A_{rup}	NO DE ENSAIOS
GRUPO	ORIGEM					$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$	$(\sigma_1'/\sigma_3')_{\max}$		
SOLO SAPROLÍTICO	METASSE- DIMENTO	UU	6	Tucuruí (TR-1): campo	(95;+3,3)	13	7	0,25	1
	MIGMATI- TO	\overline{CU}_{sat}	6	Eixo GD-2: pisot.	(95;-2 e +2)	14 e 17	12 e 6	0,15	2
			3 e 6	Eixo JR-1: pisot.	(95;-2 e +2)	5 a 15	3 a 10	a	4
			4	Eixos Barreiro e S. José: pisot.	(95 e 98; -2,1 a +2,1)	3 a 12	4 a 12	0,50	8
	XISTO E GRANITO	\overline{CU}_{sat}	8	Emborcação: pisot.	(100; -2 a +1)	7 a 9	6 a 8	0,40	3
\overline{CU}_{sat}		4	Emborcação: pisot.	(95; -2 a +1)	1 a 8	1 a 8	a 0,50	3	
SOLO TRANSPOR- TADO: ALUVIÃO		UU	4	Baguari (TFBD-7): pisoteamento	(95;+2)	10	7	0,15	1

TABELA 20 - COMPORTAMENTO TIPO IV

TIPO DE SOLO		ENSAIO	σ_3 (kg/cm ²)	BARRAGEM: TIPO DE COMPACTAÇÃO	(GC(%); Δh (%)) nominais	ϵ'_a (%)		A_{rup}	Nº DE ENSAIOS
GRUPO	ORIGEM					$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$	$(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{\max}$		
COLÚVIO LATERÍTICO ARGILOSO	BASALTO	UU	1	Itaipu: estática	(97; +0,5)	18	10	0 a -0,15	1
		UU	1 e 3	Itaipu: campo	(98 a 104; -3,3 a +1,5)	7 a 25	1 a 10		22
		CU	1	Itaipu: campo	(100 a 105; -1,7 a +2)	8 a 21	2 e 4		5
		CU _{sat}	1	Itaipu: campo	(98 a 103; -2,7 a +1,5)	20 a 25	1 a 2		6
	GNAISSE	UU	1 e 2	Par./Parait.: campo	(99; +1,7)	-	-		2
	MIGMATI- TO	CU _{sat}	1,5	Eixo B-2: pisoteam.	(98; +2,5)	17	3	-0,05	1
COLÚVIO LATERÍTICO ARENOSO	ARENITO	CU _{sat}	2	P.Primav.(M.E.): pisoteamento	(92; -2)	17	3	0 a -0,15	1
		CU _{sat}	0,5	P.Primav.(M.D.): pisoteamento	(95; -1 e +0,5)	4 e 7	0,5 e 0,8		2
		CU _{sat}	2	P.Primav.(M.D.): pisoteamento	(98; -1 a +0,5)	9 a 23	1 a 8		3
		CU _{sat}	0,5	P.Primav.(M.D.): pisoteamento	(92; +2)	6	2		1
		CU _{sat}	0,5	Rosana (110): estāt.	(95; -1 a +2)	0,4 a 0,5	1,5 a 2,4		3
		CU _{sat}	0,5	Rosana (112): estāt.	(98; -1 a +2)	0,5	1 a 7		3
		UU	1	Rosana (104): estāt.	(98; +1)	18	2		1

TABELA 20 - Continuação

TIPO DE SOLO		ENSAIO	σ_3 (kg/cm ²)	BARRAGEM: TIPO DE COMPACTAÇÃO	(GC(%); Δh (%)) nominais	ϵ_a (%)		A_{rup}	Nº DE ENSAIOS
GRUPO	ORIGEM					$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$	$(\sigma_1' / \sigma_3')_{\max}$		
SOLO SAPROLÍTICO	BASALTO	UU	1	N.Avanh.: campo	(90;+6,5)	13	3	0 e	1
		\overline{CU}_{sat}	1	B.Avanh.: campo	(100;+1,5)	10	2	-0,05	1
	FILITO	\overline{CU}_{sat}	4	Manso (JT-3): pisot.	(95;0 e +2)	23 a 25	5 a 7	0 a	3
		\overline{CU}_{sat}	3 e 6	Manso (JT-3): pisot.	(100;-2)	25	4 e 6	-0,10	2
	GNAISSE	\overline{CU}_{sat}	1 e 2	Euclides da Cunha (2): estática	(100;0)	8 a 15	2 a 3	-0,10	4
		\overline{CU}_{sat}	1	Euclides da Cunha (3): estática	(100;+2)	20 e 8	2	a	2
		\overline{CU}_{sat}	1	Euclides da Cunha (A.E.): estática	(97;-1 e +2)	21 e 19	2	+0,06	2
		\overline{CU}_{sat}	1	Chapéu D'Uvas: din.	(95 e 98; +1,5 e +2)	18 a 29	4 a 10		3
	METASSE- DIMENTO	UU	3 e 6	Tucuruí (EMB-19):	(97;+5)	11 e 12	4 e 6	0	2
		UU	1 a 6	Tucuruí (EMB-19):	(95;+6)	14 a 20	4 e 5		3
		\overline{CU}_{sat}	1	Tucuruí: campo	(104;0)	20	3	a -0,15	1

TABELA 20 - Continuação

TIPO DE SOLO		ENSAIO	σ_3 (kg/cm ²)	BARRAGEM: TIPO DE COMPACTAÇÃO	(GC(%); Δh (%)) nominais	$\bar{\epsilon}_a$ (%)		A_{rup}	Nº DE ENSAIOS
GRUPO	ORIGEM					$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\bar{m}ax}$	$(\sigma_1' / \sigma_3')_{\bar{m}ax}$		
SOLO SAPROLÍTICO	MIGMATI- TO	\overline{CU}_{sat}	1	Eixo GD-2: pisot.	(95 e 98; -2 e +2)	8 a 23	2 a 6	0	4
		\overline{CU}_{sat}	1	Eixo JR-1: pisot.	(95; -1,7 e +1,7)	9 e 15	2	a	2
		\overline{CU}_{sat}	1	Eixo Barreiro: pisot.	(95; -1,7 e +1,7)	9 e 16	2	-0,15	2
		\overline{CU}_{sat}	1	Eixo S.José: pisot.	(95 e 98; -2,1 e +2,1)	6 a 18	1 a 4		4
SOLO	XISTO E GRANITO	\overline{CU}_{sat}	1	Emborcação: pisot.	(95; -2 a +1)	12 a 17	2 a 3	-0,05	3
		\overline{CU}_{sat}	2	Emborcação: pisot.	(100; -2 a +1)	10 a 11	3	a +0,09	3
SOLOS TRANSPOR- TADOS: - ALUVIÃO		\overline{CU}_{sat}	0,5	Bag. (TFBD-6 e 7): pisoteamento	(95; +2)	17 e 13	1 1		2
		\overline{UU}	0,5 e 1	Baguari (TEBD-6): pisoteamento	(95; +2)	7 e 12	4 e 6	0	2
		\overline{UU}	1	Baguari (TFBD-7): pisoteamento	(95; +2)	9	5	a	1
		\overline{UU}	1 a 4	Manso (JT-5): pisot.	(95; 0)	18 a 24	8 a 14	-0,10	3
		\overline{UU}	1	Manso (JT-5): pisot.	(95; +2)	8	4		1
- COLÚVIO DE SEDIMENTOS		\overline{CU}_{sat}	1 a 4	Tucuruí (área 5 - TSD-27)	(104; -1,8)	-	-		3

TABELA 21 - COMPORTAMENTO TIPO VI-A

TIPO DE SOLO		ENSAIO	σ_3 (kg/cm ²)	BARRAGEM: TIPO DE COMPACTAÇÃO	(GC(%); Δh (%)) nominais	ϵ_a (%)		A_{rup}	Nº DE ENSAIOS
GRUPO	ORIGEM					$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$	$(\sigma_1' / \sigma_3')_{\max}$		
COLÚVIO LATERÍTICO ARENOSO	ARENITO	\overline{CU}_{sat}	0,5 a 4	P.Primav.(M.E.): pisoteamento	(92;+2)	14 a 25	2 a 8	-0,10 a -0,40	4
		\overline{CU}_{sat}	0,5 a 8	P.Primav.(M.E.): pisoteamento	(95;-1 a +0,5)	23 a 30	0,5 a 8		10
		\overline{CU}_{sat}	0,5 a 8	P.Primav.(M.E.): pisoteamento	(98;-1 a +0,5)	10 a 16	1 a 3		15
		\overline{CU}_{sat}	0,5 e 1	P.Primav.(M.D.): pisoteamento	(98;-1 a +0,5)	8 a 16	0,2 a 1		6
		\overline{CU}_{sat}	1	Rosana (am. 2):campo	(99;+1)	14	1		1
COLÚVIO POUCO LATERIZADO	ARGILITO	\overline{CU}_{sat}	1	Itaparica (A-1): pisoteamento	(100;+2)	19	2	-0,10	1
	BASALTO	\overline{CU}_{sat}	1 a 4	Tucuruí (TSE-01): campo	(101 a 104; -1,5 a -0,3)	26 a 42	1 a 4	-0,10	3
		\overline{CU}_{sat}	1 a 4	Tucuruí: pisoteam.	(98;0)	-	-	a -0,30	3
SOLO SAPROL.	FILITO	\overline{CU}_{sat}	1	Manso (JT-3): pisot.	(100;-2)	25	4	-0,10	1
		\overline{CU}_{sat}	1 e 2	Manso (JT-3): pisot.	(95;0 e +2)	24 a 25	3 a 6	a -0,25	6

TABELA 21 - Continuação

TIPO DE SOLO		ENSAIO	σ_3 (kg/cm ²)	BARRAGEM: TIPO DE COMPACTAÇÃO	(GC(%); Δh (%)) nominais	ϵ_a^* (%)		A_{rup}	Nº DE ENSAIOS
GRUPO	ORIGEM					$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$	$(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{\max}$		
SOLO SAPROLÍTICO	GNAISSE	\overline{CU}_{sat}	1	Euclides da Cunha (2 e 3): estática	(100;+2)	24 e 14	2	-0,10	2
		\overline{CU}_{sat}	1	Chapéu D'Uvas: din.	(95;+2)	20	3	a -0,5	1
	METASSE- DIMENTO	\overline{CU}_{sat}	1	Tucuruí (TSE-12): campo	(104;0)	20	0,5	-0,22	1
	MICA- XISTO	\overline{CU}_{sat}	0,5 a 2	Sta. Isabel: din.	$\Delta h = 0$	10 a 24	-	-0,05 a -0,25	9
	MIGMATI- TO	\overline{CU}_{sat}	1	Eixo JR-1: pisot.	(98;-2 e +2)	14 e 20	2	-0,10	2
		\overline{CU}_{sat}	0,5	Eixo S.José: pisot.	(95 e 98;-2,1 e +2,1)	9 a 14	1 a 2	a	4
		\overline{CU}_{sat}	0,5	Eixo Barreiro: pisot.	(95;-1,7 e +1,7)	15 e 16	2	-0,30	2
		\overline{CU}_{sat}	0,5 e 1	Eixo Barreiro: pisot.	(98;-1,7 e +1,7)	15 a 22	1 a 2		4
	SILTITO	\overline{CU}_{sat}	0,5 a 2	Sta. Isabel: din.	(100;0)	16	2 a 4	-0,10 a -0,30	3
	XISTO E GRANITO	\overline{CU}_{sat}	1	Emborcação: pisot.	(100;-2 a +1)	8 a 15	2 a 3	-0,10 a -0,20	3

TABELA 21 - Continuação

TIPO DE SOLO		ENSAIO	σ_3 (kg/cm ²)	BARRAGEM: TIPO DE COMPACTAÇÃO	(GC(%); Δh (%)) nominais	ϵ_a (%)		A_{rup}	Nº DE ENSAIOS
GRUPO	ORIGEM					$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$	$(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{\max}$		
SOLOS TRANSPOR- TADOS: - ALUVIÃO		\overline{CU}_{sat}	1	Baguari (TFBD-7): pisoteamento	(95;+2)	16	5	-0,15	1
		\overline{CU}_{sat}	1	Manso (JT-5): pisot.	(100;-2)	24	5	0	1
		\overline{CU}_{sat}	1 a 4	Manso (JT-5): pisot.	(95;+2)	25	3 a 5	a	3
		\overline{CU}_{sat}	1 e 2	Manso (JT-5): pisot.	(95;0 e +2)	20 a 25	3 a 8	-0,25	8
- COLÚVIO DE SEDIMENTOS		\overline{CU}_{sat}	1 a 4	Tucuruí (área 4): campo	(104;0)	13	2	-0,10 a -0,20	3

TABELA 22 - COMPORTAMENTO TIPO VII

TIPO DE SOLO		ENSAIO	σ_3 (kg/cm ²)	BARRAGEM: TIPO DE COMPACTAÇÃO	(GC(%); Δh (%)) nominais	ϵ_a (%)		A_{rup}	Nº DE ENSAIOS
GRUPO	ORIGEM					$(\sigma_1 - \sigma_3)_{m\bar{a}x}$	$(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{m\bar{a}x}$		
COLÚVIO LATER. ARGILOSO	GNAISSE	\overline{CU}_{sat}	1	Euclides da Cunha: estática	(100;0)	2	3	0,05	1
		\overline{CU}_{sat}	1 e 2	Euclides da Cunha: estática	(100;+2)	2	2 e 7	a	2
		\overline{CU}_{sat}	1	Paraib./Parait.: campo	(99;+1,7)	-	-	0,27	1
COLÚVIO LATERÍTICO ARENOSO	ARENITO	\overline{CU}_{sat}	0,5	P.Primav.(M.D.): pisoteamento	(95;-1 e +0,5)	1 e 6	0,5 e 6	0	2
		\overline{CU}_{sat}	0,5	P.Primav.(M.D.): pisoteamento	(92;-2)	0,5	0,5	a	1
		\overline{CU}_{sat}	0,5	P.Primav.(M.E.): pisoteamento	(92;-2)	3	3	0,10	1
		\overline{CU}_{sat}	0,5	Rosana (104 e 112): estática	(95;-1 a +2)	0,5 a 1,5	0,5 a 1,5		6
SOLO SAPROLÍTICO	BASALTO	\overline{UU}	1	N.Avanh.: estática	(95;+5)	9	9	0,15	1
		\overline{CU}_{sat}	1	N.Avanh.: estática	(95;+5)	2	2	a	1
		\overline{CU}_{sat}	1	N.Avanh.: estática	(97;-2,5 a +1)	2	2 a 5	0,25	3
	GNAISSE	\overline{CU}_{sat}	1	Euclides da Cunha (A.E.): estática	(97;-1)	2	2	0,05	1

TABELA 22 - Continuação

TIPO DE SOLO		ENSAIO	σ_3 (kg/cm ²)	BARRAGEM: TIPO DE COMPACTAÇÃO	(GC(%); Δh (%)) nominais	$\bar{\epsilon}_a$ (%)		A_{rup}	Nº DE ENSAIOS
GRUPO	ORIGEM					$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$	$(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{\max}$		
SOLO SAPROLÍTICO	METASSE- DIMENTO	UU	1	Tucuruí: campo	(102;-3)	5	5	0,20	1
	XISTO E GRANITO	CU _{sat}	2	Emborcação: pisot.	(95;-2 a +1)	8 a 10	6 a 8	0,25 a 0,35	3
SOLO TRANSPOR- TADO:									
- ALUVIÃO		UU	1	Manso (JT-5): pisot.	(95;-2)	8	6	0,05 a	1
- COLÚVIO DE SEDIMENTOS		CU _{sat}	2	Tucuruí (área 4): pisoteamento	(98;-1 a +0,5)	6 a 10	6 a 10	0,10	3

APÊNDICE 1

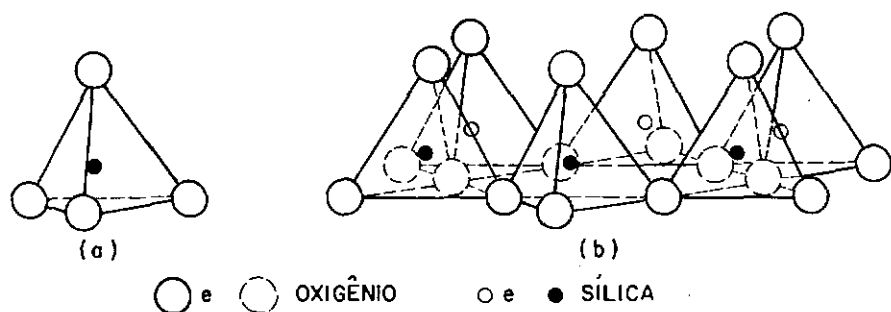
COMPOSIÇÃO MINERALÓGICA DAS ARGILAS E

CONCEITO DE SUBSTITUIÇÃO ISOMÓRFICA

As duas unidades estruturais ("unit structures") básicas na formação dos minerais argilosos são as sílicas tetraédricas e os alumínio ou magnésios octaédricos.. Na primeira um íon de sílica se associa a quatro oxigênios num arranjo tetraédrico. Na segunda seis oxigênios ou hidroxilas se unem de forma octaédrica a um íon de alumínio ou magnésio. Na Figura A.1 são reproduzidos os esquemas dessas unidades apresentados por MITCHELL (1976).

Tanto a sílica tetraédrica como os alumínio ou magnésios octaédricos se associam de forma plana ("sheet structure") na maioria das estruturas dos minerais argilosos. No caso da sílica, a composição básica é $(\text{Si}_4\text{O}_{10})^{4-}$, nos alumínio octaédricos $\text{Al}_2(\text{OH})_6$ - que origina o plano de gibsita ("gibbsite sheet") e nos magnésios $\text{Mg}_3(\text{OH})_6$ - que forma o plano de brucita. Uma particularidade da sílica tetraédrica é que a composição básica pode se associar indefinidamente, mantendo sempre as bases dos tetraedros no mesmo plano (ver Figura A.2).

SÍLICA TETRAÉDRICA



ARRANJO OCTAÉDRICO

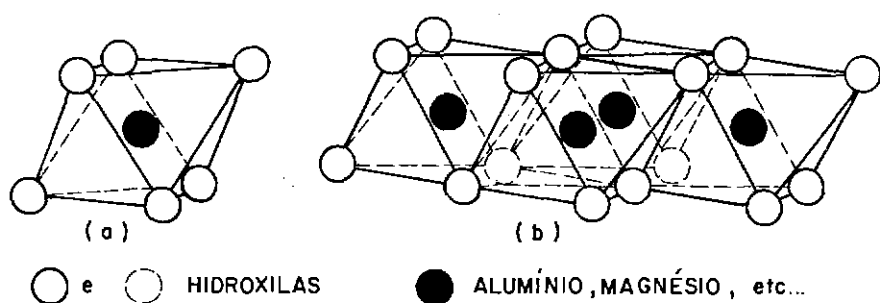


FIG. A.1 - UNIDADES ESTRUTURAIS BÁSICAS DE UM MINERAL ARGILOSO.

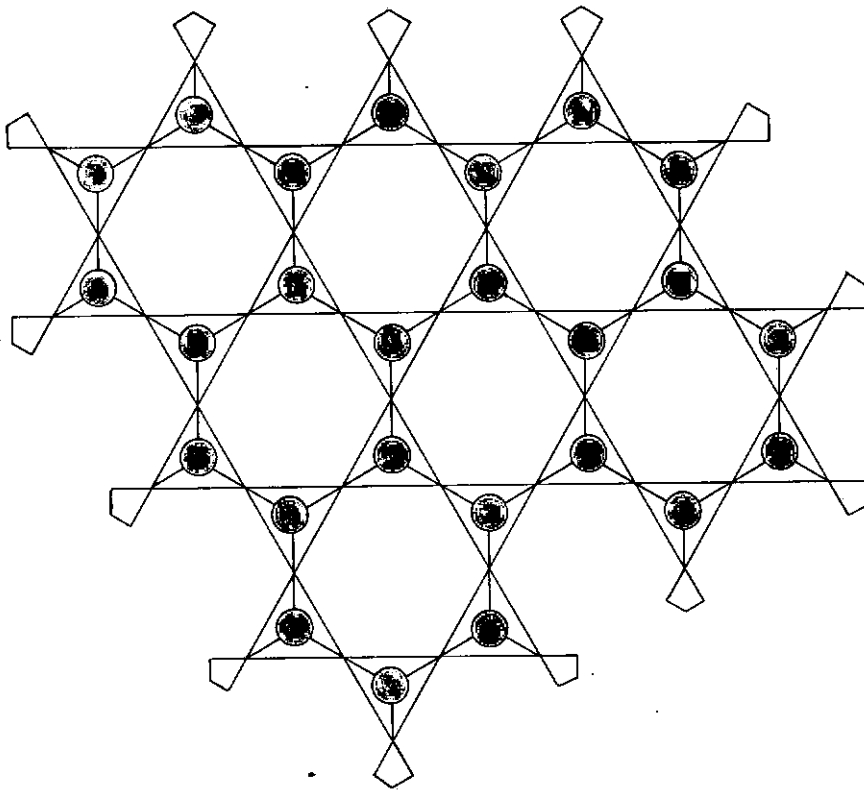


FIG. A.2 — PLANO DE SÍLICA

APUD, MITCHELL, 1976

Finalmente, as diversas associações das duas unidades estruturais acima descritas geram os diferentes minerais argilosos. Os minerais de caolinita, por exemplo, são formados por uma alternância de planos de sílica com planos octaédricos (não necessariamente de alumínio ou magnésios).

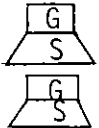
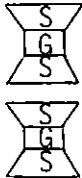

Nas formações octaédricas e provavelmente também nas sílicas tetraédricas, é possível a ocorrência da "substituição isomórfica". Neste tipo de substituição, um cátion associado a oxigênios ou hidroxilas pode ser substituído por outro cátion sem que haja mudança na estrutura cristalina original. Por exem

plô, em uma caolinita, um átomo de sílica, pode assumir o lugar de um alumínio, sem que sua estrutura se altere.

Na Tabela A.1 são apresentadas as principais características dos minerais argilosos mais comuns na área de interesse da engenharia. Como pode ser visto, cada mineral é formado por células unitárias ("unit cells") que por sua vez são o resultado da associação de dois ou três "planos".

A ligação entre estes planos são de valência primária, ou seja: ligações inter-atômicas devidas a associação de elétrons de átomos adjacentes.

TABELA A.1 - RESUMO DAS PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS DE ALGUNS MINERAIS
(SEGUNDO MITCHELL ()).

SUB-GRUPO	MINERAL	FÓRMULA POR CÉLULA UNITÁRIA	CAMADA OCTAÉDRICA (cátions)	CAMADA TETRAÉDRICA (cátions)	SUBSTITUIÇÃO ISOMÓRFICA	FORMA
CAOLINITA 	CAOLINITA	$(OH)_8Si_4Al_4O_{10}$	Al_4	Si_4	pouca	placas hexagonais
MONTMORILONITA 	MONTMORILONITA	$(OH)_4Si_8(Al_{3,34}Mg_{66})O_{20}nH_2O$	$Al_{3,36}Mg_{66}$	Si_8	alumínio por magnésio - carga líquida 0,66/unid.	placas equidimensionais
MICA HIDRATADA (ILITA) 	ILITA	$(K_2H_2O_2)_2(Si)_8(Al,Mg,Fe)_{4-6}O_{20}(OH)_4$	$(Al,Mg,Fe)_{4-6}$	$(Al,Si)_8$	alguns Si sempre substituídos por Al	placas

S = Sílica ou Plano Tetraédrico

G = Gibbsita ou Plano Octaédrico

APÊNDICE 2

DEDUÇÃO DA EQUAÇÃO DE PRESSÕES INTERGRANULARES

Conforme abordado no item II.3.1, MITCHELL (58) introduziu o conceito de pressões intergranulares (σ_i'), definindo-as para solos saturados pela expressão

$$\sigma_i' = \sigma - u + A \quad (A.1) \equiv (II.3)$$

Para sua dedução, considera-se uma massa de solo saturada na qual é aplicada uma força externa.

Uma vez que os fenômenos de maior importância decorrentes da aplicação desta força se desenvolvem principalmente nos contatos entre partículas e não no interior das mesmas, a superfície de interesse no estudo é a superfície XX (vide Figura A.3), que passa por entre estes contatos.

Ao longo dessa superfície assume-se que haja equilíbrio vertical e portanto, para as duas partículas que se interconectam pelo ponto A pertencente à superfície XX, pode-se escrever:

$$\sigma \cdot a + A(a - a_c) + A' \cdot a_c = u(a - a_c) + c \cdot a_c \quad (A.2)$$

onde:

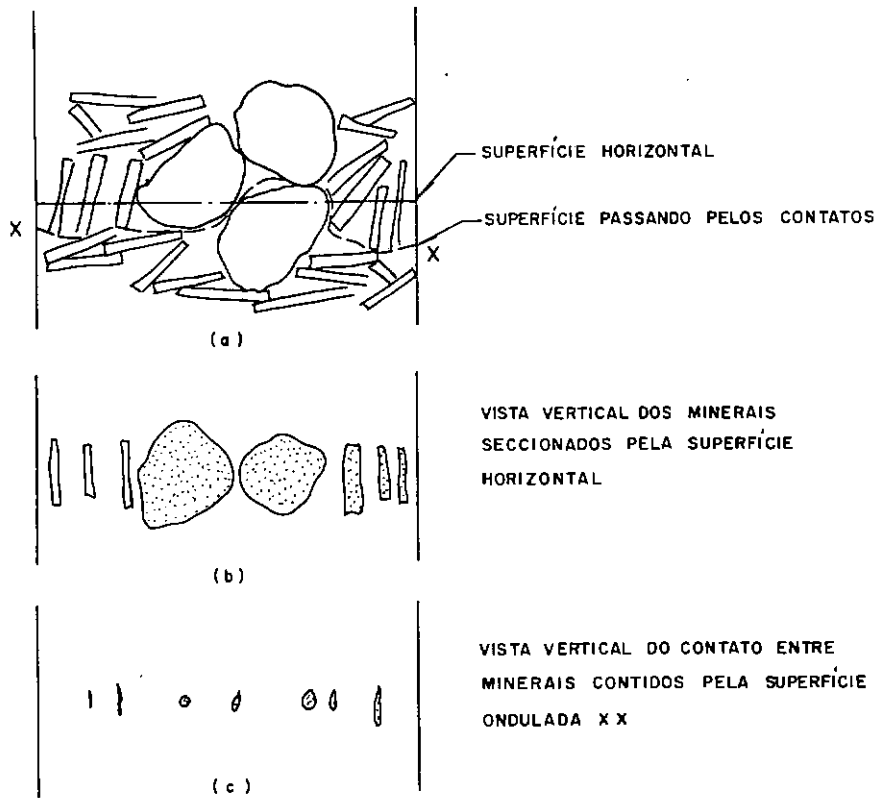


FIG. A.3 - SUPERFÍCIE DE CONTATO
APUD LAMBE, 1969

a = área média total da seção transversal definida ao longo da superfície XX = área total dessa superfície dividida pelo número de contatos entre partículas também neste plano

a_c = área efetiva de contato entre partículas. Seu valor médio ao longo da superfície XX é igual à área total de contato dos minerais dividida pelo número de contatos

as forças atuantes na área a são:

$\sigma \cdot a$ = força transmitida pela tensão aplicada σ

$u(a-a_c) = \text{força devida à pressão hidrostática}$

$A(a-a_c) = \text{força de atração devida às atrações eletrostáticas e eletromagnéticas entre partículas} = \text{forças atrativas de longo alcance}$

$A' \cdot a_c = \text{força de atração devida às ligações químicas de valência primária e à cimentação} = \text{forças atrativas de pequeno alcance}$

$c \cdot a_c = \text{força de repulsão de pequeno alcance resultante da repulsão de Born e hidratação.}$

Na Figura A.4 é apresentado um esquema de atuação dessas forças.

Uma vez que a_c é muito pequena comparada à área a , pode-se simplificar a expressão (A.2) para:

$$\sigma \cdot a + A \cdot a + A' \cdot a_c = u \cdot a + c \cdot a_c \quad (\text{A.3})$$

isolando-se σ e dividindo todos os termos por a , obtêm-se:

$$\sigma = (c-A') \cdot \frac{a_c}{a} + u - A \quad (\text{A.4})$$

O termo $(c-A') \cdot \frac{a_c}{a}$ representa a força líquida no contato entre as partículas dividida pela área média total da seção transversal em estudo. A esse termo, MITCHELL (58) chamou de pressão intergranular (σ'_i).

portanto, a expressão (A.4) pode ser escrita da seguinte forma:

$$\sigma_i^+ = \sigma - u + A \quad (A.1)$$

onde:

σ = pressão aplicada

u = pressão hidrostática entre as partículas e

A = pressão resultante das forças de atração de longo alcance

Para solos não-saturados, expressão análoga \tilde{a} (A.1) pode ser encontrada subdividindo-se o termo $(a-a_c)$ em a_w e a_a , respectivamente parcelas de \underline{a} relativas \tilde{a} água e ao ar.

Nesse caso,

$$a_w + a_a + a_c = a$$

e como $a_c \approx 0$, pode-se assumir que:

$$a_w = a_a = a$$

Partindo-se da expressão (A.5) que define a condição de equilíbrio vertical para esse sistema trifásico,

$$\sigma \cdot a + a \cdot a + A' \cdot a_c = u_w \cdot a_w + u_a \cdot a_a + c \cdot a_c \quad (A.5)$$

obtêm-se a expressão que define a pressão intergranular para solos parcialmente saturados, qual seja:

$$\sigma'_i = \sigma + A - u_a - (u_w - u_a) \cdot \frac{a_w}{a} \quad (A.6) \equiv (II.3.4)$$

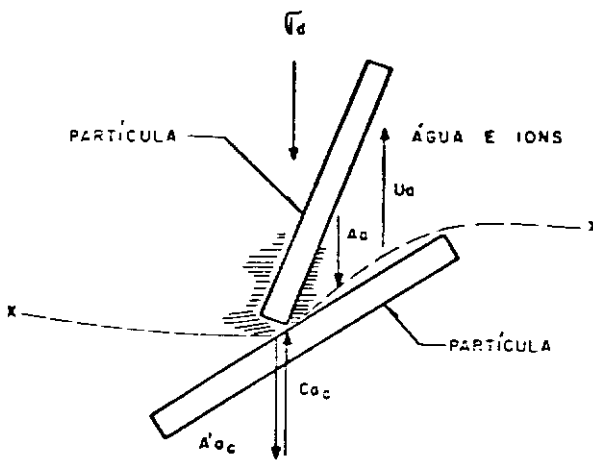


FIG. A.4 - FORÇAS ATUANTES NO CONTATO ENTRE PARTÍCULAS

APUD MITCHELL, 1976

APÊNDICE 3

IMPRECISÕES NA AVALIAÇÃO DAS PORO-PRESSÕES, E
SUAS INFLUÊNCIAS NOS VALORES DE $\Delta q'$ DETERMINADOS

1º) Ausência de medição da poro-pressão no ar (u_a):

Conforme abordado no Capítulo II a poro-pressão existente nos vazios dos solos não saturados é convencionalmente confundida com a poro-pressão na água, u_w .

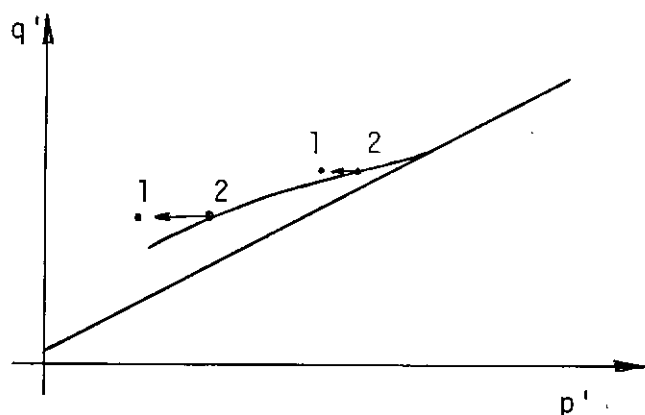
A implicação deste fato, supondo que u_w tenha sido avaliado corretamente, é a seguinte:

- a expressão (II.2) de BISHOP (3) $\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w)$ (ou $\sigma' = \sigma - u_w + (\chi - 1)(u_a - u_w)$) fica reduzida à forma $\sigma' = \sigma - u_w$, desprezando-se portanto o termo $(\chi - 1)(u_a - u_w)$.
- como $(\chi - 1)$ é menor que zero para solos parcialmente saturados e $(u_a - u_w)$ é sempre maior que zero, o produto dos dois termos é negativo.. Neste caso, σ' avaliado pela expressão completa de BISHOP é menor que aquele obtido pela expressão simplificada, obtendo-se portanto pontos de ruptura localizados à direita dos corretos.

Como os ensaios \overline{UU} e \overline{CU} em amostras moldadas com $\Delta h < 0$ são os mais suscetíveis a fato, pode-se considerar que o valor de

$\Delta q'$, definido pelo trecho superior da envoltória de resistência encontra-se, neste caso, subestimado.

A medida que o trecho superior aproxima-se da envoltória geral inferior, a influência do u_a deve estar minorada, uma vez que quanto maiores as tensões confinantes, maior o grau de saturação do corpo de prova e conseqüentemente menor a diferença entre u_w e a poro-pressão combinada de u_a e u_w .



2 - ponto de ruptura
para $\sigma' = \sigma - u_w$

1 - ponto de ruptura
para $\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w)$

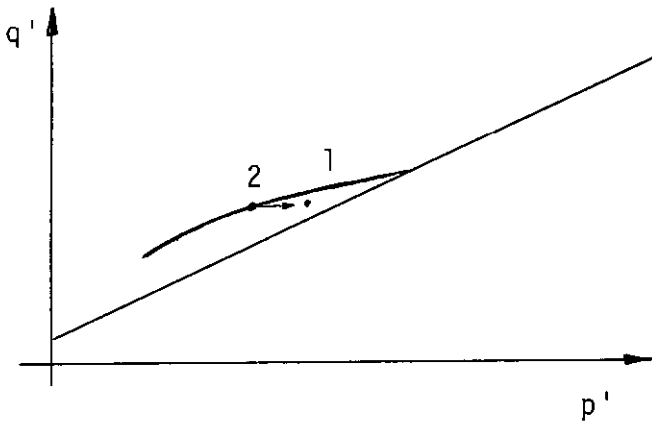
Esquema A.3.1

29) Utilização de pedra porosa comum em ensaios não saturados:

Em ensaios com amostras não saturadas, ao se deixar de utilizar pedra porosa de alta pressão de borbulhamento, passa-se a registrar uma poro-pressão muito próxima à do ar (BISHOP e BLIGHT (5)). Desta forma, a expressão (II.2) reduz-se a $\sigma' \approx \sigma - u_a$.

Como $u_a - u_w > 0$ e $\chi > 0$, σ' calculado a partir da expressão simplificada é menor que aquele definido pela equação (II.2) de

BISHOP.



2 valor encontrado por
 $\sigma' \approx \sigma - u_a$

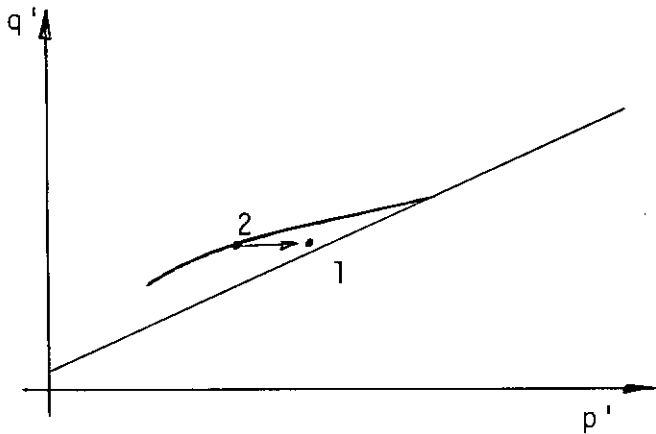
1 valor segundo expressão (II.2)

Esquema A.3.2

Apesar de os laboratórios acusarem a utilização de pedra porosa de alta pressão de borbulhamento em ensaios \overline{UU} e \overline{CU} , é importante notar que a partir de um certo nível de tensões este tipo de pedra passa a funcionar como pedra porosa comum. Acima de 3 kg/cm^2 já seriam raras as pedras que impediriam efetivamente a passagem de ar.

39) Dificuldades na avaliação das poro-pressões negativas:

Devido ao fenômeno de cavitação ocorrido para poro-pressões em torno de -1 kg/cm^2 , torna-se impossível a avaliação de poro-pressões inferiores a este valor, obtendo-se nestes casos pontos de ruptura localizados à esquerda dos "reais".



2 ponto de ruptura obtido com u_w negativo subestimado

1 ponto de ruptura caso a avaliação de u_w fosse correta.

Esquema A.3.3

Como as trajetórias de tensões efetivas dos ensaios \overline{UU} e \overline{CU} que formam o trecho superior da envoltória de resistência, são em geral dos tipos I e II, acredita-se que este fato não seja tão relevante.

No comportamento tipo II são sempre registradas poro-pressões positivas ainda que de baixas magnitudes, enquanto que no comportamento tipo I as poro-pressões podem oscilar entre pequenos valores positivos e negativos. Os valores negativos, neste caso, não ultrapassam em geral o valor $-0,5 \text{ kg/cm}^2$, crendo-se, portanto, que o problema de cavitação não tenha afetado um número significativo de ensaios.

Alguns exemplos de ensaios \overline{UU} e \overline{CU} com comportamento tipo I (com $u_{rup} \leq 0$) que vieram a formar o trecho superior da envoltória de resistência são apresentados nas Figuras VI.15, VI.16, VI.26, VI.27 e VI.31.

49) Local de medição da poro-pressão e velocidade de carregamento do ensaio:

É sabido que podem ocorrer imprecisões na avaliação de u_w face a diferenças entre a poro-pressão medida na extremidade do corpo de prova e aquela realmente desenvolvida na região da ruptura (BISHOP et alii (4)).

Na verdade, mesmo em ensaios não drenados, verifica-se uma migração interna da água nos poros devida a fenômenos de expansão ou contração dos corpos de prova.

Caso a velocidade de carregamento do ensaio seja muito elevada, não permitindo a equalização destas poro-pressões em todo o corpo de prova, verificam-se duas situações:

a) caso expansivo: neste caso a poro-pressão na região de ruptura deve ser mais baixa que a medida, obtendo-se pontos de ruptura no gráfico $p' - q'$ à esquerda dos que seriam corretos;

b) caso compressivo: neste caso ocorreria o inverso, ou seja, na região da ruptura devem se desenvolver poro-pressões mais elevadas que as registradas nas extremidades. Nesta situação, os pontos de ruptura definidos com base nas leituras estariam à direita dos reais.

Nos comportamentos tipo I e II as tendências compressivas e eventualmente expansivas verificadas são de pequenas magnitudes, devendo-se dar mais importância a este fato, por exemplo, nos comportamentos desenvolvidos nos ensaios saturados.